
École Doctorale Sciences Pour l'Ingénieur (EDSPI)
Ecole Polytechnique de Lille – Laboratoire mécanique de Lille -LML-

THESE

Présenté pour obtenir le grade de
Docteur de l'Université Lille1 Sciences et Technologies
Génie Civil

Par

Mohamed KARA KHALED

**ETUDE D'UN DISPOSITIF DE DEPOLLUTION DES
EAUX PLUVIALES EN AMONT DES RESEAUX
D'ASSAINISSEMENT :
EXPERIMENTATIONS ET MODELISATION**

Soutenue publiquement le **14 Décembre 2011**

Membres du jury

Mr. Baghdad OUDDANE, professeur des universités, Lille 1
Mr. François BUYLE BODIN, professeur des universités, Lille 1
Mr. Olivier BLANPAIN, professeur des universités, Lille 1
Mr, Yves DELMAS, professeur des universités, Reims-Champagne-Ardenne
Mr, Raoul JAUBERTHIE, Maître de conférences HDR, INSA Rennes
Mr, Jean Philippe CARLIER, Maître de conférences LML, Lille1
Mr, Sami LALLAHEM, Président de la société IXSANE, Lille
Mme, Morgane COLOMBERT, Enseignante chercheur, EIVP

Président
Directeur de thèse
Co. Directeur
Rapporteur
Rapporteur
Examineur
Examineur
Examineur



LA CHARTE EUROPEENNE DE L'EAU

1. *Il n'y a pas de vie sans eau. C'est un bien précieux, indispensable à toutes les activités humaines.*
2. *Les ressources en eau douce ne sont pas inépuisables. Il est indispensable de les préserver, de les contrôler et, si possible, de les accroître.*
3. *Altérer la qualité de l'eau, c'est nuire à la vie de l'homme et des autres êtres vivants qui en dépendent.*
4. *La qualité de l'eau doit être préservée à des niveaux adaptés à l'utilisation qui en est prévue et doit notamment satisfaire aux exigences de la santé publique.*
5. *Lorsque l'eau après utilisation est rendue au milieu naturel, elle ne doit pas compromettre les usages ultérieurs, tant publics que privés, qui seront faits de celle-ci.*
6. *Le maintien d'un couvert végétal approprié, de préférence forestier, est essentiel pour la conservation des ressources en eau.*
7. *Les ressources en eau doivent faire l'objet d'un inventaire.*
8. *La bonne gestion de l'eau doit faire l'objet d'un plan arrêté par les autorités compétentes.*
9. *La sauvegarde de l'eau implique un effort important de recherche scientifique, de formation de spécialistes et d'information publique.*
10. *L'eau est un patrimoine commun dont la valeur doit être reconnue de tous. Chacun a le devoir de l'économiser et d'en user avec soin.*
11. *La gestion des ressources en eau devrait s'inscrire dans le cadre du bassin naturel plutôt que dans celui des frontières administratives et politiques.*
12. *L'eau n'a pas de frontières. C'est une ressource commune qui nécessite une coopération internationale.*

Conseil de l'Europe

SOMMAIRE

Liste des figures	
Liste des tableaux	
Abréviations	
Résumé	
Abstract	
Introduction générale.....	1

CHAPITRE -I-

Les eaux de ruissellement urbaines et leurs caractéristiques

1. Définition.....	4
2. Les sources et les origines de la pollution des eaux pluviales en milieu urbain	4
1.1. Les types des pollutions	4
1.1.1. La pollution chronique	7
1.1.2. La pollution saisonnière	8
1.1.3. La pollution accidentelle	10
1.1.4. La pollution temporaire	10
1.2. Les origines des pollutions.....	10
1.2.1. La pollution atmosphérique	10
1.2.2. La pollution liée au lessivage des surfaces	14
1.2.2.1. Les eaux de ruissellement de toitures et d'autres matières du bâtiment	20
1.2.2.2. Eaux de ruissellement des voiries.....	21
3. Rejets autorisés	23
4. Conclusion	25

La maîtrise quantitative et qualitative des eaux pluviales par les techniques alternatives

1. Introduction	27
2. Le mécanisme de décantation	28
3. Le mécanisme de filtration	33
4. Classification des techniques alternatives	36
5. Les techniques alternatives et leurs mécanismes de dépollution.....	37
5.1. Les toitures stockantes et les toitures végétalisées.....	38
5.1.1. Principe	38
5.1.2. Efficacité	39
5.1.3. Avantages et Inconvénients.....	40
5.1.4. L'Entretien.....	41
5.2. Les Tranchées drainantes	41
5.2.1. Principe	41
5.2.2. Avantages et Inconvénients	42
5.2.3. La conception et le dimensionnement des tranchées.....	43
5.2.4. La conception	44
5.2.5. Efficacité.....	45
5.2.6. Conditions et domaine d'utilisation	45
5.2.7. L'Entretien	46
5.3. Les chaussées à structure réservoir (CSR)	46
5.3.1. Principes de fonctionnement	46
5.3.2. Les différentes structures	46
5.3.3. Les avantages spécifiques et les points forts.....	48
5.3.4. Les inconvénients et les points faibles.....	48

5.3.5. Conditions et Critères à vérifier pour une bonne réalisation d'une CSR.....	49
5.3.6. Conception et dimensionnement des CSR.....	51
5.3.7. Efficacité des CSR.....	56
5.3.8. Entretien des CSR.....	57
5.4. Les bassins de retenue et les bassins d'infiltration	58
5.4.1. Principes de fonctionnement	58
5.4.2. Avantages et Inconvénients.....	60
5.4.3. Conditions et Critères à vérifier pour une bonne réalisation des bassins.....	61
5.4.4. Dimensionnement de bassin de rétention (cas général).....	64
5.4.5. Efficacité des bassins de retenue et des bassins d'infiltration.....	65
5.5. Les Noues et les Fossés.....	66
5.5.1. Les noues	66
5.5.1.1. Principes de fonctionnement.....	66
5.5.1.2. Barrages de retenue.....	67
5.5.1.3. Avantages et Inconvénients.....	68
5.5.1.4. Domaine d'utilisation, Conditions pour une bonne réalisation.....	69
5.5.1.5. Efficacité et capacités d'élimination des polluants.....	69
5.5.1.6. Entretien	72
5.5.2. Les fossés	72
5.5.2.1. Principe	72
5.5.2.2. Avantages et Inconvénients.....	73
5.5.2.3. Efficacité.....	73
5.5.2.4. Domaine d'utilisation.....	74
5.5.2.5. Entretien.....	74
5.6. Les Puits d'infiltration (absorption).....	74
5.6.1. Principe.....	74
5.6.2. Avantages et Inconvénients.....	76
5.6.3. Efficacité.....	76
5.6.4. Entretien.....	76
6. Les Coûts de Techniques Alternatives.....	77
7. Conclusion	78

CHAPITRE -II-

Etude expérimentale en laboratoire des chaussées à structure réservoir et à bouche d'injection munie d'un filtre ADOPTA

1. Introduction	80
2. Mode de fonctionnement des bouches d'injection.....	81
3. Nécessité d'une étude expérimentale.....	82
4. Etude de la vitesse de colmatage de la chaussée réservoir.....	83
5. Description de la maquette.....	84
6. La bouche d'injection et l'unité de filtration.....	86
7. Simulation de la pluie et calcul des débits de pompes	87
8. Simulation de la pollution (MES).....	88
9. Matériels.....	89
10. Plan d'expérience pour première étude sur la chaussée réservoir.....	90
11. Résultats et analyse des données expérimentales.....	93
11.1. Approche qualitative.....	94
11.1.1. Les données obtenues sans filtre.....	95
11.1.2. Les données avec filtre.....	96
11.2. Analyse quantitative.....	98
12. Efficacité du filtre.....	99
13. Rendement de la structure	101
14. Conclusion	103

Deuxième étude expérimentale en laboratoire de bouche d'injection avec filtre.

1. Introduction.....	105
2. Modification de la maquette du laboratoire.....	106
3. Modifications appliquées à la maquette.....	106
3.1. Remplacements des pompes « fines ».....	106
3.2. Dosage des hydrocarbures.....	107
3.3. Prélèvement d'échantillons.....	107
3.4. Canalisations de la bouche d'injection.....	107
3.5. Réfection du canal venturi.....	107
3.6. Modification de l'automatisme.....	107
4. Simulation de la pluie et des MES.....	109
5. Simulation des Hydrocarbures Totaux HCT.....	110
6. Plan d'expérience de la deuxième étude.....	111
7. Les filtres étudiés.....	112
7.1. Filtre ADOPTA.....	112
7.2. Filtre CREAT BLANC.....	112
7.3. Filtre CREAT GRIS.....	113
7.4. Filtre MORTELECQUE.....	113
8. Résultats es étude sur filtre d'ADOPTA.....	114
8.1. Etude comparative selon la hauteur d'eau dans la bouche d'injection.....	114
8.2. Etude du rendement du filtre ADOPTA vis-à-vis des MES.....	123
8.3. Capacité du filtre ADOPTA vis-à-vis des Hydrocarbures (huile de Colza).....	128
8.3.1. Échantillonnage.....	128
8.3.2. Protocole d'analyse des échantillons.....	129
8.4. Etude du comportement à long terme du filtre ADOPTA vis-à-vis des MES.....	135
9. Résultats d'étude sur le filtre CREAT BLANC.....	141
9.1. capacité hydraulique.....	141
9.2. Rendement du filtre CREAT BLANC à douze couches vis-à-vis des MES.....	143
10. Résultats des études sur le filtre CREAT GRIS.....	144
10.1. Capacité hydraulique.....	144
10.2. Rendement du filtre CREAT GRIS à six et huit couches vis-à-vis des MES.....	145
11. Résultats de l'étude sur le filtre MORTELECQUE.....	147
11.1. capacité hydraulique.....	147
11.2. Rendement du filtre MORTELECQUE (120 µm) vis-à-vis des MES.....	147
12. Conclusion.....	149

CHAPITRE -III-

Etude in situ sur bouche d'injection équipée du filtre ADOPTA

1. Introduction.....	151
2. Schéma de principe et des équipements.....	153
3. Sites d'expérimentation.....	155
4. Description des ouvrages et métrologie.....	155
4.1. Site N° 1 : RD 917 (GAYANT EXPO).....	
4.1.1. Travaux et équipement.....	156
4.2. Site N° 2: RD 135a (ESTREES).....	158
4.2.1. Travaux et équipement.....	159
4.3. Site N° 3 LA RUE DU GENERAL HERMANT.....	160
4.3.1. Travaux et équipement.....	161
5. Résultats et discussions.....	163
5.1. Les mesures permanentes (mesures en continu).....	164
5.1.1. La hauteur d'eau en amont H en (cm).....	164
5.1.2. Le Débit « Q » (m ³ /h).....	165
5.1.3. Les valeurs mensuelles maximales de (Q, i, H).....	167
5.1.4. La Turbidité (mg/l).....	168
5.1.4.1. Analyse quantitative de la turbidité.....	170

5.1.5. La Conductivité ($\mu\text{S}/\text{cm}$)	178
5.1.6. La température T° et le pH	178
5.1.7. Synthèse des résultats obtenus (mesures en continu).....	181
5.2. Prélèvements des échantillons et analyses	181
5.2.1. Les matières en suspension MES	184
5.2.1.1. Mesures in situ	184
5.2.2. Les métaux étudiés.....	187
5.2.2.1. Mesures in situ.....	188
6. Nouveau site	191
7. Conclusion et perspectives.....	193

CHAPITRE -IV-

Modélisation tridimensionnelle de l'écoulement et du transport solide dans la bouche d'injection

1. Introduction	195
2. Présentation du code de calcul.....	196
2.1. Les codes CFD	196
2.2. Le pré-processeur GAMBIT.....	196
3. Modèles hydrauliques tridimensionnels.....	198
3.1. Équations de Navier-Stokes	198
3.2. L'écoulement turbulent	198
3.2.1. Approches de résolution des équations de l'écoulement turbulent	199
3.2.1.1. Simulation directe (<i>Direct Numerical Simulation</i>) (DNS).....	199
3.2.1.2. Approche statistique.....	200
3.2.1.3. Le modèle k- ϵ	201
3.2.1.4. Le modèle k- ω	205
3.2.1.5. Le modèle RSM (Reynolds stress Model)	208
3.2.1.6. Simulation des grandes échelles (SGE) ou (LES).....	209
3.3. Modélisation de la surface libre.....	209
3.3.1. L'écoulement multiphasique.....	209
3.4. Méthode des volumes finis.....	212
3.5. Conditions initiales et aux limites	212
3.5.1. Les conditions initiales.....	212
3.5.2. Les conditions aux limites.....	212
3.5.2.1. Entrées ou sorties.....	212
3.5.2.2. Parois solides « Wall ».....	212
3.6. Algorithme de résolution.....	213
4. Simulation de l'écoulement des eaux dans la bouche d'injection	216
4.1. Introduction.....	216
4.2. Maillage.....	216
4.3. Simulation de l'écoulement	219
4.4. Efficacités de la décantation de la bouche d'injection.....	224
5. Conclusion	227
Conclusions et perspectives.....	228
Bibliographie.....	232
Annexes A, B, C	

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Le cycle de l'eau en milieu urbain.....	5
Figure 2 : Disponibilité des pollutions potentielles sur la surface.....	19
Figure 3 : Décantation statique dans un bassin.....	29
Figure 4 : Modes de fonctionnement de décantation lamellaire.....	30
Figure 5 : Modules de décantation lamellaire.....	31
Figure 6 : différents types de filtre.....	33
Figure 7 : Mise en place de géotextile pour une chaussée réservoir.....	36
Figure 8 : Principe des toits stockants	38
Figure 9 : Toitures vertes.....	39
Figure 10 : Types de végétation d'un toit vert	39
Figure 11 : Schéma de principe d'une tranchée drainante	42
Figure 12 : Les différents types de fonctionnement de CSR.....	47
Figure 13 : Parking Leclerc Saint Médard (33).....	49
Figure 14 : dispositif en cas de risque de pollution accidentelle.....	51
Figure 15 : Évaluation de la vitesse d'infiltration en fonction de l'âge de l'enrobé drainant.....	55
Figure 16 : Démonstration de la perméabilité des enrobés poreux sur la résidence Delestraint, Lambres-lez-Douai	55
Figure 17 : Schémas de principe des chaussées à structures réservoir par rétention et par infiltration.....	58
Figure 18 : Les bassins de retenue et les bassins d'infiltration	59
Figure 19 : Schéma de principe d'un bassin en eau	62
Figure 20 : Schéma de principe de bassin à sec	63
Figure 21: Principe d'une noue d'infiltration et d'une noue de rétention.....	66
Figure 22 : types de noues et barrages de retenue.....	67
Figure 23 : les Fossés.....	72
Figure 24 : Schéma de principe des puits d'infiltration	75
Figure 25 ; Coûts de récupération de pollution en €/kg.....	78
Figure 26 : Principe de bouche d'injection.....	81
Figure 27 : disposition schématisée des bouches d'injection sur chaussée en toit cloisonnée.....	82
Figure 28 : les MES dans la chaussée réservoir.....	83
Figure 29 : La maquette d'étude expérimentale	84
Figure 30 : Schéma de principe de la maquette en laboratoire.....	85
Figure 31 : La bouche d'injection et l'unité de filtration.....	86
Figure 32 : L'unité de filtration ADOPTA.....	87
Figure 33 : Fiche technique des fines utilisées au laboratoire.....	88
Figure 34 : Expérience 13 avec 1 m ³ /h sans filtre.....	95
Figure 35 : Expérience 46 avec 15 m ³ /h sans filtre.....	96
Figure 36 : Expérience 13 avec 1 m ³ /h avec filtre.....	96
Figure 37 : Expérience 46 avec 15 m ³ /h avec filtre.....	97
Figure 38 : Rendement du filtre en fonction de débit	100
Figure 39 : Comparaison des turbidités avec et sans filtre à l'entrée de la structure.....	101
Figure 40 : Rendement de structure	102
Figure 41 : Rendement de structure en fonction du débit.....	103
Figure 42 : Remplacement des pompes doseuses par une pompe unique.....	106
Figure 43 : schéma de principe de la supervision de contrôle de maquette après la modification.....	108
Figure 44 : schéma de principe de la maquette après la modification.....	109
Figure 45 : Injection d'huile de Colza par la pompe doseuse.....	110
Figure 46 : Fleur et grains de COLZA.....	110
Figure 47 : Filtre ADOPTA.....	112
Figure 48 : Filtre Creat blanc.....	112
Figure 49 : Filtre Creat gris	113
Figure 50 : Filtre Mortelecque.....	113
Figure 51 : Types de filtre étudiés dans les cadres aluminium.....	113
Figure 52 : dimensions du dispositif dans la bouche d'injection.....	115
Figure 53 : capacité hydraulique du filtre ADOPTA.....	115
Figure 54 : [a, b, c, d, e, f] étude comparative de la hauteur d'eau dans la bouche d'injection avec ou sans	117

polluants (MES et HCT	
Figure 55 : Niveaux moyens d'eau avec la concentration en MES de 1000 mg/l.....	119
Figure 56 : Niveaux moyens d'eau avec la concentration en MES de 500 mg/l.....	119
Figure 57 : Comparaison des niveaux d'eau avec deux concentrations en MES (1000 et 500) mg/l	120
Figure 58 : Niveaux d'eau pour chaque débit avec les deux concentrations en MES (1000 et 500) mg/l en présence d'huile	121
Figure 59 : évolution de la hauteur d'eau en présence des polluants MES=500mg/l, HCT=100mg/l.....	121
Figure 60 : évolution de la hauteur d'eau en présence des polluants MES=1000mg/l, HCT=100mg/l.....	122
Figure 61 : comparaison les niveaux d'eau en présence des polluants.....	123
Figure 62 a, b, c, d, e, f : Mesures de turbidité en aval du filtre pour chaque débit.....	124
(Expérience avec fines 1000 mg/l)	
Figure 63 g, h, i, j, k, l : Mesures de turbidité en aval du filtre pour chaque débit.....	125
(Expérience avec fines 1000 mg/l et huile 100 mg/l)	
Figure 64 : dépôts décantés dans la bouche d'injection.....	126
Figure 65 : Comparaison des rendements du filtre ADOPTA en fonction du débit.....	127
Figure 66 : Echantillons d'eau à analyser.....	129
Figure 67 : dosage des hydrocarbures totaux,.....	130
Figure 68 : Spectres de solutions d'étalonnage (standards) à 2, 10, et 20 ppm	131
Figure 69 : droite d'étalonnage.....	131
Figure 70 : spectres des échantillons (MES=1000 mg/l, HCT=100	132
Figure 71 : spectres des échantillons expériences (MES=500 mg/l, HCT=100 mg/l).....	133
Figure 72 : Concentrations des hydrocarbures totaux dans les échantillons prélevés en fonction des débits....	134
Figure 73 : rendement du filtre vis-à-vis des HCT en présence des fines en deux concentrations (MES=1000 et 500 mg/l).	135
Figure 74 : Plan d'expérience pour l'étude long terme du filtre ADOPTA.....	136
Figure 75 : Mesure de turbidité en aval du filtre (Q=1 m ³ /h).....	137
Figure 75 : Mesure de turbidité en aval du filtre (Q=1 m ³ /h).....	137
Figure 77 : Mesure de turbidité en aval du filtre (Q=6 m ³ /h.....	138
Figure 78 : Mesure de turbidité en aval du filtre (Q=12 m ³ /h).....	138
Figure 79 : Mesure de turbidité en aval du filtre (Q=15 m ³ /h).....	138
Figure 80 : Mesure de turbidité en aval du filtre Q=24 m ³ /h.....	139
Figure 81 : Rendement du filtre vis-à-vis des MES % (long terme).....	140
Figure 82 : comparaison des rendements du filtre d'ADOPTA en fonction de débit pour différents pas du temps	141
Figure 83 : Evolution des hauteurs d'eau pour différents débits en fonction du temps pour le filtre CREAT... BLANC douze couches	142
Figure 84 : Evolution des hauteurs d'eau de différents débits en fonction du temps pour le filtre CREAT..... BLANC à huit et six couches	143
Figure 85 : rendement du filtre CREAT BLANC à douze couches vis-à-vis de MES 1000 mg/l.....	144
Figure 86 : La capacité hydraulique du filtre CREAT GRIS à huit et six couches.....	145
Figure 87 : débordement de la bouche d'injection.....	145
Figure 88 : Evolution des hauteurs d'eau de différents débits en fonction du temps pour du filtre CREAT GRIS à huit et six couches en présence des MES = 1000 mg/l	146
Figure 90 : La capacité hydraulique du filtre MORTLEQUE (120µm).....	147
Figure 91 : Niveau d'eau avec le filtre de MORTELECQUE (120µm) en présence des MES=1000 mg/l...	148
Figure 92 : Rendement du filtre MORTELECQUE (120µm) vis-à-vis de MES 1000 mg/l.....	148
Figure 93 : Niveau d'eau avec le filtre de MORTELECQUE (120 et 80 µm) avec ou sans des MES=1000 mg/l, pour le débit 15 m ³ /h	149
Figure 94 : Schéma de principe et équipements in situ.....	153
Figure 95 : Diagramme représentatif de la prise de mesures et du traitement de données.....	154
Figure 96 : Site RD 917 (GAYANT EXPO) à Douai.....	156
Figure 97 : Schéma descriptif du site de la RD 917 (GAYANT EXPO) à Douai.....	157
Figure 98 : Equipements du site N°1 GAYANT EXPO.....	158
Figure 99 : Le village d'Estrées et la situation de la chaussée en expérimentation.....	158
Figure 100 : site RD 135a d'Estrées.....	159
Figure 101 : Schéma descriptif du site N° 2: RD 135a (ESTREES).....	160
Figure 102 : La Bouche d'injection et le puits d'infiltration, site N°3.....	161
Figure 103 : Schéma descriptif du Site N° 3 LA RUE DU GENERAL HERMAN.....	162
Figure 104: Mesure de hauteur d'eau dans la bouche d'injection in situ.....	164
Figure 105 : Mesures de la hauteur d'eau H et de la pluviométrie à GAYANT EXPO, Février 2010	165

Figure 106 : déversoir triangulaire à paroi mince en aval de la BI.....	165
Figure 107 : Mesure du débit et de la pluviométrie à Estrées Décembre 2009.....	166
Figure 108 : Pluie du 06/06/2010 très forte (max 33 mm/h) site GAYANT EXPO, avec le filtre abîmé.....	167
Figure 109 : seuil de mesure de turbidité.....	169
Figure 110 : Turbidité sur le site GAYANT EXPO octobre 2009 (pas de temps 5min).....	171
Figure 111 : Turbidité cumulée sur le site de GAYANT EXPO octobre 2009 (pas de temps 12h).....	171
Figure 112 : Turbidité en aval bloquée à la valeur seuil. (Site Estrées).....	172
Figure 113 : dépôts décantés en aval de la bouche d'injection.....	172
Figure 114 : Turbidité en aval nulle (site Estrées).....	173
Figure 115: Évolution des paramètres mesurés (pluviométrie, débit et turbidité) , site d'Estrées.....	174
Figure 116 : Événement pluvial du 2/05/2010, site d'Estrées.....	175
Figure 117 : Événement pluvial du 10/11/2010, site d'Estrées.....	175
Figure 118 : Événement pluvial du 21/10/2010, site GAYANT EXPO.....	176
Figure 119 : Événement pluvial du 17/01/2010, site GAYANT EXPO.....	177
Figure 120 : Mesure de conductivité, Février 2010 (EXPO GAYANT).....	178
Figure 121 : échantillonnages sur le site GAYANT EXPO.....	182
Figure 122 : échantillonnages sur le site d'ESTRÉES.....	183
Figure 123 : les concentrations des MES sur le site GAYANT EXPO.....	186
Figure 124 : les concentrations des MES sur le site Estrées.....	186
Figure 125 : concentration en Cuivre et Zinc dans les échantillons prélevés sur les deux sites.....	190
Figure 126 : Site CTC (Parking Service Technique) à Douai.....	191
Figure 127; Schéma récapitulatif du site CTC (Parking Service Technique) à Douai.....	191
Figure 128 : les concentrations en MES et DCO en amont et en aval du filtre d'ADOPTA, site CTC Douai.....	192
Figure 129 : Rendement du filtre ADOPTA vis-à-vis des MES et DCO, site CTC.....	193
Figure 130 : les trois zones près d'une paroi, Fluent 2001.....	203
Figure 131 : Schéma représentatif de l'algorithme SIMPLE.....	214
Figure 132 : géométrie de la bouche d'injection.....	216
Figure 133 : conditions initiales du modèle.....	217
Figure 134 : maillage de la bouche d'injection sous GAMBIT.....	218
Figure 135 : surface libre simulée dans la bouche d'injection pour les débits 6, 12, 15 et 24 m ³ /h.....	219
Figure 136 : Comparaison entre la hauteur d'eau mesurée et la hauteur d'eau simulée.....	220
Figure 137 : Champs de vitesse sur la surface libre.....	221
Figure 138 : Profils de vitesse maximale à la sortie de la bouche d'injection.....	222
Figure 139 : Champs de vitesse sur la section (A).....	223
Figure 142 : Efficacité calculé de décantation de la bouche d'injection.....	225
Figure 143 : Efficacité de décantation en fonction du diamètre de particule.....	226

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Flux de polluants résultant des glissières de sécurité et des toitures.....	8
Tableau 2 : Les teneurs en métaux dans les sels de déverglaçage, en µg/gr.....	9
Tableau 3 : variation de concentration de pollution des eaux de pluie.....	11
Tableau 4 : Emission polluantes vers l'atmosphère en France (1983-1984).....	12
Tableau 5: Contribution de l'atmosphère dans la pollution pluviale.....	13
Tableau 6 : Pollution particulaire/Pollution totale.....	15
Tableau 7 : Sources des polluants et leurs impacts en milieu urbain.....	18
Tableau 8 : Qualité de l'eau pluviale sur autoroutes et pistes d'aéroports.....	22
Tableau 9 : limites de rejets, ZAC d'Andromède (grand Toulouse).....	24
Tableau 10 : Masses de polluants rejetés par un an dans les eaux de ruissellement en kg/ha de surface imperméabilisée.....	25
Tableau 11 : les rendements de dépollution en bassin de rétention.....	28
Tableau 12 ; vitesse limite de décantation V_{lim}	32
Tableau 13 : Rendement épuratoire des bassins autoroutiers d'infiltration.....	35
Tableau 14 : Rendement épuratoire (%) selon le type de filtre.....	36
Tableau 15 : Techniques Alternatives et mécanismes de dépollution.....	37
Tableau 16 : les avantages et les inconvénients des toitures (végétalisées et stockant).....	40
Tableau 17 : les avantages et les inconvénients des tranchées (de stockage et d'infiltration).....	43
Tableau 18 : efficacité des tranchées d'infiltration.....	45
Tableau 19 : Les différentes structures de CSR.....	47
Tableau 20 : Domaines d'utilisation des matériaux de couche de stockage des CSRs.....	54
Tableau 21 : Abattement moyen des pollutions des chaussées à structure réservoir.....	56
Tableau 22 : les avantages et les inconvénients des bassins de retenue et les bassins d'infiltration.....	60
Tableau 23 : Taux d'abattement des MES en fonction de la vitesse de chute.....	65
Tableau 24 : Efficacité des bassins de retenue et des bassins d'infiltration en %.....	65
Tableau 25 : Rendement épuratoire en fonction du temps de séjour (%).....	65
Tableau 26 : avantages et inconvénients des noues de retenue et d'infiltration.....	68
Tableau 27 : efficacité d'élimination des polluants des noues %.....	70
Tableau 28 : Efficacité des noues sur l'élimination des polluants pendant une longue période.....	71
Tableau 29 : efficacité moyenne des noues végétalisées sur l'élimination des polluants.....	71
Tableau 30 : configuration des noues engazonnées.....	71
Tableau 31 : avantages et inconvénients des fossés.....	73
Tableau 32 : Rendement des fossés pour les flux annuels.....	73
Tableau 33 : avantages et inconvénients des puits d'infiltration.....	76
Tableau 34 : les coûts des différentes techniques alternatives.....	77
Tableau 35 : intensités de pluie simulées en laboratoire pour la première étude.....	91
Tableau 36 : le plan d'expérience de première étude sur la chaussée réservoir.....	92
Tableau 37 : Résultats des différentes manipulations.....	94
Tableau 38 : expériences servant à estimer l'efficacité du filtre.....	99
Tableau 39 : calcul de l'efficacité du filtre.....	100
Tableau 40 : moyenne des rendements en fonction du débit.....	102
Tableau 41 : intensités de pluie simulées en laboratoire.....	111
Tableau 42 : Plan d'expérience de la deuxième étude.....	112
Tableau 43 : expériences menées sur les différents filtres.....	114
Tableau 44 : Série de tests pour l'étude comparative de la hauteur d'eau dans la bouche.....	116
Tableau 45 : Hauteurs moyennes d'eau avec la concentration en MES de 1000 mg/l.....	118
Tableau 46 : Hauteurs moyennes d'eau avec la concentration en MES de 500 mg/l.....	118
Tableau 47 : rendement du filtre vis-à-vis de MES 1000 mg/l avec et sans HCT 100 mg/l.....	127
Tableau 48 : campagne de prélèvement des échantillons pour l'analyse des HCT.....	128
Tableau 49 : calcul des concentrations en hydrocarbures totaux.....	133
Tableau 50 : rendement du filtre pour les expériences à long terme.....	139
Tableau 50 : rendement du filtre CREAT à douze couches vis-à-vis de MES 1000 mg/l.....	143
Tableau 51 : Caractéristiques des sites expérimentaux.....	162
Tableau 52 : Paramètres mesurés et analysés (in situ).....	163
Tableau 53 : pluviométrie (stations de Météo France de Douai et d'Estrées).....	163

Tableau 54 : Mesure de la hauteur d'eau en amont de la bouche d'injection.....	164
Tableau 55 : Mesure de débit en aval de la bouche d'injection.....	166
Tableau 56 : valeurs mensuelles maximales du débit aval, de la pluviométrie, et de la hauteur d'eau sur les deux sites.....	168
Tableau 57 : Mesure de turbidité en amont et en aval de la bouche d'injection.....	169
Tableau 58: rendement du filtre sur les deux sites.....	177
Tableau 59 : valeurs (max, min, et moy) du pH sur les deux sites.....	179
Tableau 60 : valeurs (max, min, et moy) de la température de l'eau sur les deux sites.....	180
Tableau 61: intervalles de concentration pour les MES et les matières oxydables dans le ruissellement de voirie.....	184
Tableau 62 : concentration en MES sur les deux sites.....	185
Tableau 63 : Teneur en métaux dans les eaux de ruissellement de toitures et de voiries.....	188
Tableau 64 : Polluants sous forme particulaire en pourcentage de polluant total.....	188
Tableau 65 : valeurs (max, min, et moy) des concentrations en métaux sur les deux sites.....	189
Tableau 66 : résultats d'analyse des MES et DCO des échantillons prélevés, site CTC.....	192
Tableau 67 : codes de calcul CFD les plus répandus.....	197
Tableau 68 : valeurs des constantes utilisées par défaut dans le code FLUENT pour le modèle $k - \varepsilon$	207
Tableau 69 : constantes du modèle $k - \omega$, FLUENT 2001.....	133
Tableau 70 : Qualité du maillage des modèles.....	217
Tableau 71 : Conditions au niveau des parois de la bouche d'injection.....	224

RESUME

Des études fondées sur l'expérimentation et le retour d'expérience ont montré que les techniques alternatives en assainissement pluvial pouvaient constituer de bons systèmes de dépollution selon leur fonction et leurs caractéristiques.

La capacité de dépollution de ces techniques peut entraîner cependant des conséquences susceptibles de menacer la durabilité de la structure. Afin de garantir leur durée de vie et de maintenir leur capacité de stockage et de dépollution, un dispositif de prétraitement par filtration des eaux pluviales a été développé. Il repose sur des principes de simplicité de mise en œuvre et d'entretien, et consiste en une bouche d'injection dérivée d'un modèle commercial de bouche d'égout à décantation équipée d'un filtre amovible.

L'objectif de cette thèse est d'étudier en détail le fonctionnement du dispositif et de quantifier son efficacité en termes de dépollution des eaux pluviales ainsi que sa capacité hydraulique. Elle consiste en des expérimentations en laboratoire sur maquette, des expérimentations in situ, et de la modélisation numérique. En expérimentation sur maquette, nous avons testé premièrement le dispositif placé en amont d'une chaussée réservoir en simulant des séries d'événements pluviaux et des pollutions en MES. Les résultats ont montré une efficacité de coupure du filtre de l'ordre de 15 à 20 % pour la granulométrie étudiée (inférieure à 200 μm). Nous avons ensuite étudié le dispositif avec différents types de filtres vis à vis des MES et de l'huile de Colza en simulation d'un hydrocarbure.

En expérimentation in situ, nous avons étudié le rendement de la bouche d'injection munie d'un filtre ADOPTA en conditions réelles sur trois sites expérimentaux, qui diffèrent selon leur trafic, en établissant des bilans de pollution « DCO, MES, HCT, Plomb, Zinc, Cuivre et Cadmium » en amont et en aval du dispositif. Les résultats ont montré un bon fonctionnement hydraulique du dispositif et un abaissement de la charge polluante en matières en suspension lors des pluies de faible intensité. Pour la modélisation numérique, nous avons utilisé un code de calcul commercial pour simuler l'écoulement et le transport solide dans la bouche d'injection sans filtre.

Mots clés : Techniques Alternatives, bouche d'injection, assainissement, maquette, dépollution, modélisation numérique, transport solide

ABSTRACT

Studies based on experimentation have shown that Best Management Practices (BMP) (alternative techniques) in urban storm drainage represent an efficient way to retain pollution according to their functions and characteristics. But the pollution retention capacity of these techniques (BMP) could cause harmful consequences for the structure.

To ensure the durability of these techniques and keep their storage capacity and pollution retention capacity, a device for filtration of storm water was developed called “injection inlet”. This device is simple for implementation and maintenance; it is a commercial developed model of a catch pit equipped with a removable filter

The aims of this work are to study the pollution retention capacity of this device with its hydraulic capacity. The work is based on experimental study in laboratory and in site, in addition with numerical modelling.

For the first experimental study, we work on a model in laboratory where the device is placed in the upstream of the reservoir structure. We simulate the storms and the Total Suspended Solids (TSS) injection. The results shown that the filter has a capacity to remove pollution between 15 and 20% for the particles whose size is smaller than 200 μm , and then we tested retention capacity of several types of filters towards TSS and hydrocarbons, and their hydraulic capacity.

In three different sites presenting different traffic conditions, we studied the performance of the device (injection inlet or catch pit) with the filter ADOPTA in real conditions, by measurement of « COD, TSS, THC, Pb, Zn, Cd and Cu» in upstream and downstream of the device, The results have shown a good hydraulic capacity and a decrease of the pollution load of suspended solids with small rains.

For numerical modeling, we used commercial software to simulate the flows and the sediment transport in device without filter.

Keywords: Best Management Practice, urban storm drainage, injection inlet, device, hydraulic capacity, hydrocarbons, numerical modelling, sediment transport

Introduction générale

CONTEXTE

Les « techniques alternatives » se présentent comme des solutions performantes pour la gestion des eaux pluviales en milieu urbain, en tant qu'alternatives au « tout réseau ». Elles reposent sur deux principes [Y. AZOUT, S. BARRAUD, FN CRES et E. ALFAKIH. 1994] :

- Le stockage temporaire des eaux qui permet de réguler le débit en aval dans le réseau et de réduire les vitesses d'écoulement.
- L'infiltration dès que cela est possible des eaux dans le sol qui permet de réduire les volumes s'écoulant vers l'aval dans le réseau, voire de les supprimer.

De précédentes études, fondées sur l'expérimentation et le retour d'expérience, ont montré que ces techniques pouvaient également constituer de bons ouvrages de dépollution selon leur fonction et leurs caractéristiques. En effet, leur emploi permet dans une certaine mesure de maîtriser la qualité des eaux pluviales en les prétraitant, soit par décantation, soit par piégeage (filtration) des polluants. De plus, diverses expériences ont montré que certaines plantes mises en œuvre pour l'intégration paysagère de l'ouvrage pouvaient présenter un grand pouvoir dépolluant.

PROBLEMATIQUE

Cette capacité de dépollution peut entraîner cependant des conséquences susceptibles de menacer la durabilité de la structure. En particulier, divers retours d'expérience ont montré que l'accumulation des polluants (essentiellement les matières en suspension) dans le corps d'une structure provoque le phénomène de colmatage. Celui-ci peut diminuer de façon conséquente à la fois la capacité de stockage de la structure et son potentiel de dépollution, diminuant d'autant la durée de service attendue de l'ouvrage.

Afin de garantir cette durée de vie et de maintenir les capacités de stockage et de dépollution, un dispositif de prétraitement par filtration des eaux pluviales a été développé. Il repose sur des principes de simplicité de mise en œuvre et d'entretien, et consiste en une bouche

d'injection dérivée d'un modèle commercial de bouche d'égout à décantation équipée d'un filtre amovible. Le filtre est mis en place dans le souci de préserver du colmatage le corps de l'ouvrage situé à l'aval immédiat et de retenir une partie de la pollution sans avoir d'effets négatifs sur les débits d'entrée. Ainsi, outre le maintien en bon état de service de la technique alternative à laquelle elle est associée, la bouche d'injection qui fait l'objet de notre étude doit permettre potentiellement d'en augmenter l'efficacité en matière de rétention des polluants par les effets conjugués de la décantation et de la filtration

OBJECTIF DE LA THESE

L'objectif de notre travail est donc d'étudier en détail le fonctionnement du dispositif constitué par la bouche d'injection équipée de son filtre et de quantifier son efficacité en termes de dépollution des eaux pluviales ainsi que sa capacité hydraulique.

Notre travail s'est orienté autour de trois axes :

- Une étude expérimentale de laboratoire à l'échelle 1, permettant de valider dans des conditions contrôlées le fonctionnement et l'efficacité du dispositif. Cette étude nous a entre autres permis d'évaluer comparativement l'efficacité de différents types de filtres dans des conditions hydrauliques variées.
- Une étude expérimentale in situ, permettant de valider le comportement des dispositifs préalablement testés en laboratoire dans des conditions réelles de mise en œuvre et de sollicitation pluviale.
- Une étude numérique reposant sur la modélisation de l'écoulement et du transport solide dans le dispositif, afin de mieux appréhender et comprendre les mécanismes entrant en jeu dans le fonctionnement du dispositif.

Dans ce mémoire, nous présenterons dans un premier chapitre la pollution des eaux pluviales en milieux urbains, ses origines et ses caractéristiques, ainsi que les principes de fonctionnement des techniques alternatives.

Dans le deuxième chapitre, nous exposerons la mise en œuvre de l'étude expérimentale en laboratoire de la bouche d'injection. Nous rappellerons les résultats obtenus lorsque ce

dispositif est placé en amont d'une chaussée réservoir, et présenterons les résultats obtenus en termes de capacité hydraulique et de rétention des polluants (matières en suspension et hydrocarbures) de la bouche d'injection considérée isolément pour différents types du filtre.

L'étude de la bouche d'injection munie d'un filtre ADOPTA en conditions réelles sur trois sites expérimentaux présentant des caractéristiques environnementales différentes sera l'objet du troisième chapitre.

Dans le quatrième chapitre, nous présenterons les résultats issus de la modélisation à l'aide du code de calcul FLUENT 3D de l'écoulement et du transport solide dans la bouche d'injection.

Ce mémoire s'achèvera par une synthèse des conclusions tirées de l'ensemble de nos travaux ainsi que des perspectives qu'ils ont ouvertes.

Chapitre I

Les eaux de ruissellement urbaines et leur maîtrise par des techniques alternatives

- *Les eaux de ruissellement urbaines et leurs caractéristiques*
- *La maîtrise des eaux pluviales par les techniques alternatives*

Les eaux de ruissellement urbain et leurs caractéristiques

1. Définition

Les eaux pluviales sont les eaux qui par temps de pluie rejoignent le milieu récepteur sans transiter par une station d'épuration. On fait en général la distinction entre les eaux de pluie aussi intitulées «eaux météorites », et les eaux de ruissellement également appelées «eaux pluviales ».

L'usage de la formule « eaux de ruissellement » est préférable pour éviter l'ambiguïté eau de pluie - eau pluviale. [B. CHOCAT, 1997]

2. Les sources et les origines de la pollution des eaux pluviales en milieu urbain

2.1. Les types des pollutions

Le schéma du cycle de l'eau en milieu urbain (figure 1) met bien en évidence les différents facteurs impliqués dans la pollution des eaux.

Les eaux pluviales sont évacuées dans les canalisations du système d'assainissement. Ce système peut être unitaire ou séparatif. Dans le système unitaire, en général plus ancien, les eaux pluviales sont mélangées aux eaux usées évacuées par les habitants et les industries, et remettent en mouvement les particules déposées dans les canalisations au cours de la période sèche. L'ensemble est transféré normalement vers une station d'épuration. Dans le cas d'un système séparatif, les eaux pluviales sont séparées et s'écoulent directement dans le milieu naturel, généralement sans aucun traitement. Le choix, normalement réglementé en fonction des débits prévisibles d'eaux pluviales, est largement imposé par l'histoire (la plupart des réseaux ont été construits après la seconde guerre mondiale) et l'espace disponible.

Un aménagement récent courant consiste à stocker les eaux pluviales dans des bassins de retenue. Ce dispositif représente un tournant radical par rapport au système antérieur, puisque le réseau séparatif consistait au contraire à évacuer au plus vite l'eau pluviale dans la rivière. Les réseaux strictement séparatifs sont l'exception, du moins en grande agglomération.

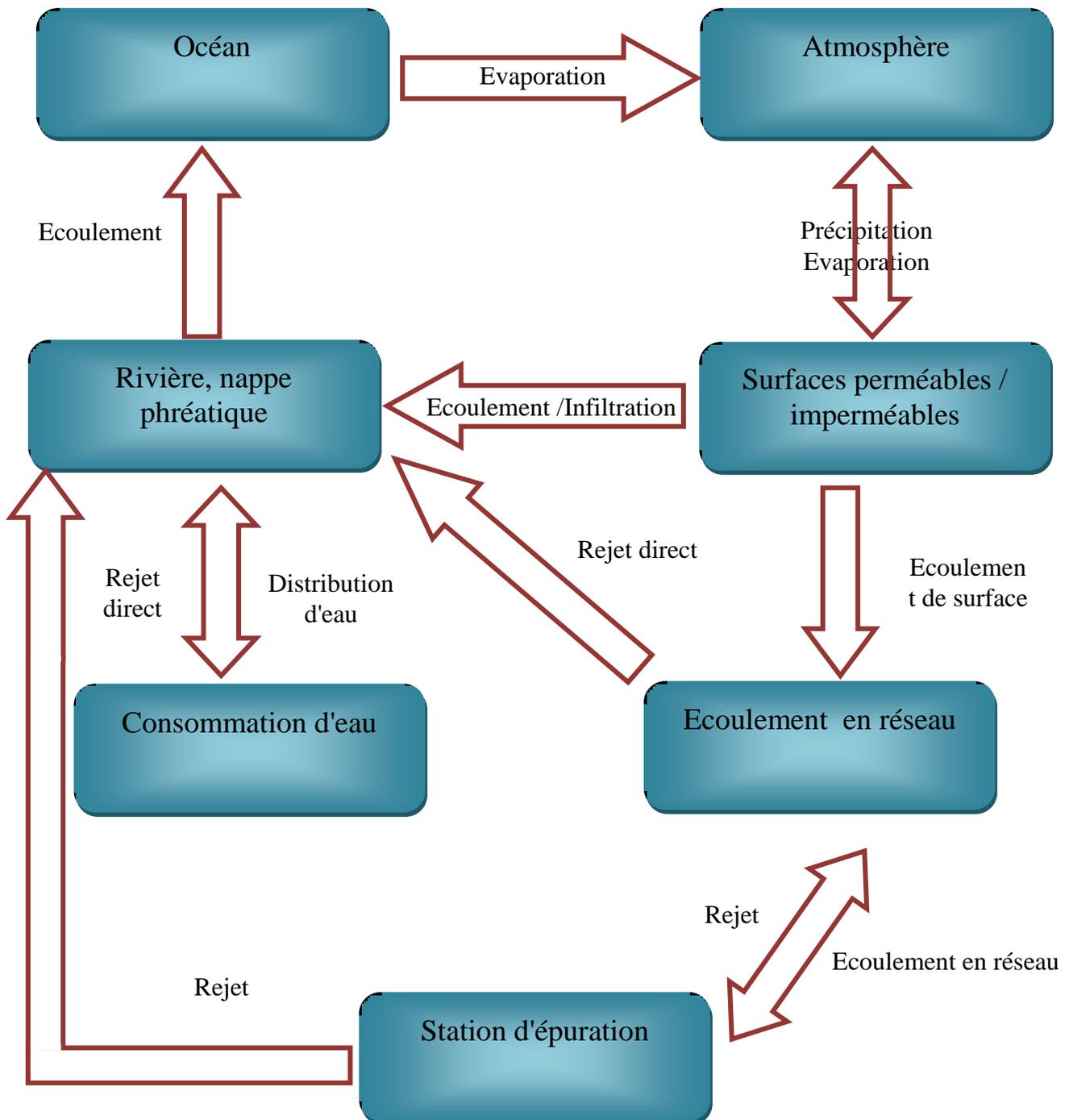


Figure 1: Le cycle de l'eau en milieu urbain [VALIRON-TABUCHI, 1992].

Dans tous les cas, l'eau pluviale constitue une source de pollution majeure du cours d'eau (l'eau arrive généralement sans aucun traitement et par conséquent chargée de polluants), et représente une source de difficulté pour les stations de traitement des eaux usées en cas de réseau unitaire.

Les inconvénients des rejets d'eaux de ruissellement sont encore aggravés lorsqu'ils ont lieu à proximité ou en amont de sites de captage d'eau destinés à la fabrication d'eau potable pour la consommation humaine. L'eau est alors trop chargée de matières en suspension et de polluants (ammoniacale, matières organiques et autres polluants) et perturbe le fonctionnement des installations de potabilisation.. Ce phénomène est mis en évidence par le constat que les jours d'arrêt des stations coïncident pratiquement avec les jours d'orage.

La pollution des eaux de ruissellement urbaines a pour origine d'une part le lessivage de l'atmosphère et d'autre part le lessivage et l'érosion des surfaces urbaines.

En fonction de la nature du bassin versant et ses activités (industrielles, résidentielles, commerciales, tertiaires.....), un grand nombre de sources de pollution peut être défini.

On peut donc classer l'origine des polluants, en deux sources :

- la pollution atmosphérique ;
- la pollution liée au lessivage des surfaces ;

et en sept familles suivantes [D.THEVENOT, 1992] :

- les déchets solides flottants (pollution visuelle);
- la matière oxydable ;
- les matières en suspension (MES) et les polluants fixés sur celles-ci ;
- les sels nutritifs (ammonium, nitrate...) ;
- les micropolluants minéraux, essentiellement constitués de métaux toxiques (Zinc, Cuivre, Plomb, Cadmium. Chrome....) ;
- les micropolluants organiques (Hydrocarbures aliphatiques, Hydrocarbures aromatiques polycycliques HAP, pesticides, herbicides, solvants organiques volatils...) ;
- les micro-organismes éventuellement pathogènes contenus dans les déchets fécaux des animaux domestiques (ou non).

Les différents types de pollution se classent également en quatre catégories en fonction de leur temporalité. On distingue [SETRA, 1995] :

- les pollutions chroniques ;
- les pollutions accidentelles ;
- les pollutions saisonnières ;
- les pollutions temporaires.

2.1.1. La pollution chronique

La pollution chronique est l'ensemble des pollutions liées à l'usage et aux conditions d'utilisation des surfaces imperméables : circulation des véhicules, corrosion des éléments de toits, usure des chaussées..... La nature chronique des polluants est très variable et les eaux de ruissellement peuvent être polluées aussi bien par des métaux lourds que par des hydrocarbures et des huiles. En effet, l'augmentation du trafic routier et de la diversité des matériaux couvrant les surfaces imperméables entraîne directement une élévation de la pollution chronique des eaux de ruissellement.

Deux catégories de produits sont la cause de ces atteintes chroniques : d'une part, ceux issus de la pétrochimie, tel que les huiles, les carburants ou le caoutchouc de pneus, et d'autre part les métaux lourds :

- le Cadmium Cd, provenant d'impuretés contenues dans les additifs à base de zinc entrant dans les compositions des huiles et des pneus (de 0,20 ppm (mg /kg) à 0,26 ppm dans les lubrifiants des moteurs à essence, de 0,07 ppm à 0,1 ppm dans ceux des moteurs diesel et de 20 ppm à 90 ppm dans les pneus.
- Le Plomb Pb, utilisé comme antidétonant les carburants (concentration de 0,4 g/l jusqu'en 1989 et de 0,15 g/l depuis).
- Le Zinc Zn, issue de la corrosion des glissières de sécurité par les composés acides et de l'oxydation des petits ouvrages de traversée en acier galvanisé [J. GABER, 1993]
- D'autres polluants métalliques tels que le Cuivre, le Nickel et le Chrome sont présents dans ces émissions chroniques.

Les sources et les origines des polluants chroniques issus de la circulation des automobiles peuvent être liées :

- aux pneumatiques
- aux garnitures de freins
- à la carrosserie et aux autres pièces métalliques
- aux pots catalytiques
- à l'utilisation des fluides

Les infrastructures urbaines et routières participent également à la pollution, notamment la chaussée (composés siliceux associant Ca, Al, Fe, bitumine, phénols, benzènes et nitrates), les panneaux de signalisation et les glissières de sécurité qui relarguent d'importantes quantités de zinc et de fer [C. PAGOTTO, 1999]

Les toitures ont également un rôle non négligeable. [M. C. GROMAIRE-MERTZ, 1998] a montré que les eaux de ruissellement des toitures sont chargées en métaux. Les résultats ont montré que l'usage de zinc, de Plomb ou de cuivre pour les couvertures est hautement préjudiciable pour la qualité des eaux de ruissellement. Le (tableau 1) montre le flux de polluants résultant des glissières de sécurité [C. PAGOTTO, 1999] et des toitures [V. COLANDINI, 1997].

Polluants	Glissières(*) mg/m.an	Toitures µg/l
MES	440	0,014 – 0,020
Cadmium	0,16	0,3 - 1,2
Cuivre	0,23	6 -18
Plomb	2,10	24 – 33
Zinc	1045	66 - 105

(*) Charges annuelles transportées par les eaux de ruissellement pour 1 mètre de glissière.

Tableau 1: Flux de polluants résultant des glissières de sécurité et des toitures

2.1.2. La pollution saisonnière

La maintenance hivernale des infrastructures routières ou urbaines est la principale cause de pollution saisonnière. Ces opérations sont nécessaires au maintien de bonnes conditions de circulation et nécessitent l'emploi de produits qui peuvent présenter des risques pour l'environnement. Il est important de considérer la pollution hivernale car les sels peuvent

apporter de petites quantités de métaux, augmenter la corrosion des surfaces métalliques (véhicules et glissières) et favoriser la mobilité des métaux traces dans les sols. En effet, les fondants chimiques utilisés en cas d'enneigement ou de verglas contiennent des traces métalliques. Le chlorure de sodium (NaCl), le chlorure de magnésium (MgCl₂), et le chlorure de calcium (CaCl₂) sont les substances les plus fréquemment utilisées pour saler les infrastructures routières et urbaines, le chlorure de sodium (NaCl) étant le plus utilisé. Les quantités épandues annuellement par kilomètre en région parisienne varient de 0,5 à 2 tonnes sur les routes nationales ordinaires, jusqu'à 15 tonnes sur les autoroutes [M. CHOUPAS et al, 1995]. Généralement on réserve les sels de déneigement pour les routes et les autoroutes et on applique un mélange de sable sur les voiries urbaines (entre 5% et 95% de NaCl) [M.C.DURAND. 2003]. La composition des sels utilisés a évolué dans le temps de 1975 à 1999, comme le montre (Tableau 2).

Polluants	(Hedley, 1975)	(Stotz, 1994)	(Pagotto, 1999)
Chrome (Cr)	4,7	2	-
Cadmium (Cd)	-	0,2	0,1
Cuivre (Cu)	-	2	0,6
Plomb (Pb)	8,7	4	1,6
Zinc (Zn)	8,7	<10	<0,3
Nickel (Ni)	12	-	-

Tableau 2 : Les teneurs en métaux dans les sels de déverglaçage, en µg/gr

Les quantités de sels épandus dans les eaux de ruissellement de chaussées varient en fonction du type de traitement (préventif ou curatif) et du climat, mais sont généralement comprises entre 0,5 et 30 tonnes/km/an. Le sel prend trois destinations :

- Les voitures et les installations métalliques par projection, aggravant la corrosion ;
- Le bas côté, contaminant sols et végétaux ;
- Les fossés d'évacuation des eaux.

2.1.3. La pollution accidentelle

La pollution accidentelle est traduite par le transport de matières dangereuses. Les accidents se produisent surtout hors agglomération (72%) et se répartissent sur les différents réseaux routiers : 35% sur les routes départementales, 32% sur les routes nationales, 20% sur les autoroutes et les bretelles d'accès [M.C.DURAND. 2003]. La pollution accidentelle est consécutive à un accident de la circulation au cours duquel des matières dangereuses sont déversées avec des conséquences plus ou moins graves. La nature de cette pollution est très diverse mais les hydrocarbures sont fréquemment impliqués [O. GRIFFOND. 1993].

Ces liquides rejoignent le fossé d'évacuation des eaux pluviales et peuvent atteindre le milieu aquatique avec des conséquences variables suivant la qualité et la nature des produits déversés et le type de milieu récepteur. La fréquence d'accident entraînant un déversement sur autoroute est assez faible : un accident/an/100 km [O. GRIFFOND. 1993].

2.1.4. La pollution temporaire

La pollution temporaire est liée aux travaux de construction des routes, des bâtiments et des infrastructures (poussières, rejets des engins.....). Lors des opérations de terrassement, d'importants volumes de terres sont mobilisés et de grandes surfaces sont décapées laissant momentanément la terre à nu. Ces surfaces subissent avec la pluie, des ravinements et des érosions, surtout dans les secteurs à fortes pentes [O. GRIFFOND. 1993].

Au niveau des ouvrages, cet entraînement de matières peut provoquer des ravinements de talus, des destructions de remblais et de déblais ainsi que le comblement des ouvrages de drainage. Les eaux de ruissellement issues de ces plateformes sont essentiellement chargées de MES d'origine minérale [SETRA, 1993]. Cette pollution ne sera pas évoquée du fait de son caractère antérieur à la mise en circulation de la route.

2.2. Les origines des pollutions

2.2.1. La pollution atmosphérique

Il y a un lien naturel entre la pollution atmosphérique et la pluie. L'air contient des particules et des gaz d'origine naturelle et/ou d'origine humaine qui se dispersent, circulent dans l'atmosphère et vont se redéposer au sol, soit par temps sec, soit par temps humide. La condensation de la vapeur d'eau atmosphérique autour des particules et la solubilisation d'un certain nombre de polluants dans les gouttelettes nuageuses [C. AUTUGELLE, 94] conduisent à un lessivage de l'atmosphère par les eaux météoriques

Au contact de l'eau, les gaz se transforment en acides. La pluie va donc naturellement se charger de particules suite au lessivage d'air et des acides. En France, l'eau de pluie naturelle est acide (pH≈5) [G.MIQUAEL, 2002]

Les constituants de la pollution ont été mesurés dans les eaux de pluie, et montrent de grandes variations de concentration d'un site à l'autre et d'une pluie à une autre.

Le (tableau 3) nous donne un exemple de cette variation [M. C. GROMAIRE-MERTZ, 1998]

	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
MES (mg/l)	6 à 55 Moy=17	<20	1 à 16	-	-	-	-
HC (mg/l)	-	-	<0,03 à 1,7	-	-	-	-
DCO (mg/l)	-	4,8 à 33	2 à 7	20 à 30	5	-	-
DBO5 (mg/l)	-	3 à 17,6	-	-	-	-	-
PH	5 à 6.6	-	3,3 à 6,5	4 à 7	4,9	-	-
Cd (µg/l)	-	-	0,15 à 2,4	-	1,5	0,5	-
Cu (µg/l)	-	-	1,2 à 12,1	-	1,5	13,3	-
Pb (µg/l)	40 à 520 Moy=200	0 à 300 Moy=100	<7 à 33,4	0 à 150	5	23,5	3 à 135 Moy=23
Zn (µg/l)	15 à 60 Moy=34	-	4 à 198	20 à 80	5	74	0 à 11940 Moy=980
[1] : [Yaziz ; 89] Malaysia - [2] : [Nowakowska ; 96] Pologne - [3] : [Grange et Deutsch ; 86] Les Ulis et Maurepas, région parisienne - [4] : [Valiron et al ; 92] - [5] [Xanthopoulos et al; 93] - [6] : [Van Dam et al ; 86] Pays Bas - [7] [Change et al; 93] Texas.							

Tableau 3 : variation de concentration de pollution des eaux de pluie

Cette variabilité est une conséquence de plusieurs facteurs :

- la source locale de pollution atmosphérique ;
- la topographie de la zone ;
- les conditions météorologiques (fréquence des pluies, direction du vent....) ;
- la différence dans les techniques d'échantillonnage et d'analyse.

L'origine de la pollution atmosphérique provient d'émissions de diverses provenances : industrie, chauffage, échappement des moteurs à combustion interne des véhicules automobiles... [F.VALIRON et J.-p. TABUCHI, 1992] Les rejets sont constitués de gaz comme les oxydes de carbone (CO_x), le dioxyde de soufre (SO_2) et les oxydes d'azote (NO_x), des poussières de produits divers, des vapeurs d'organohalogénés ou d'hydrocarbures.

Le (tableau 4), tiré d'un document de l'Agence pour la qualité de l'air [pluies acides : danger 1986] présente le volume des émissions polluantes en France dues aux activités anthropiques et susceptibles d'être reprises par les eaux de pluie.

<p><u>Hydrocarbures (chiffres 1983)</u></p> <p>Solvants de l'industrie ... 970.000 t (42%)</p> <p>Transports.....880.000 t (38%)</p> <p>Industrie et divers.....460.000 t (20%)</p> <p>Mass totale des hydrocarbures émis est estimée pour cette année à (1983) : 2.310.000 tonnes</p>	<p><u>Oxydes d'azote (NO_x) (chiffres 1984)</u></p> <p>Transport1.085.000 t (44%)</p> <p>Industrie225.000 t (9%)</p> <p>Centrales thermiques..... 1.780.000 t (7%)</p> <p>Résidentiel et tertiaire142.000 t (6%)</p> <p>Transformation de l'énergie..... 18.000 t (1%)</p> <p>Autres (engrais et lisiers) ... 800.000 t (33%)*</p> <p>Mass totale émises est de : 2.448.000 tonnes</p>
<p><u>Dioxyde de soufre (SO_2) (chiffres 1984)</u></p> <p>Industrie et agriculture740.000 t (39%)</p> <p>Centrales thermiques565.000 t (30%)</p> <p>Raffineries de pétrole255.000 t (14%)</p> <p>Tertiaire230.000 t (12%)</p> <p>Transports100.000 t (5%)</p> <p>Mass totale des émissions est évaluée à 1.980.000 tonnes</p>	<p>*: estimation</p>

Tableau 4 : Emission polluantes vers l'atmosphère en France (1983-1984)

Le dépôt qui vient de l'atmosphère joue un rôle important surtout dans les milieux urbains et les secteurs industriels pendant les événements pluvieux. Le (tableau 5), d'après DESBORDES montre le pourcentage de contribution de l'atmosphère dans la pollution pluviale.

polluants	MES	DCO	SO4	Totale P	NO3 – N	Pb	Zn
%	10 -25	15 -30	31 – 100	17 - 40	30 - 94	15 -54	20 - 62

Tableau 5: Contribution de l'atmosphère dans la pollution pluviale.

❖ Les Études de la déposition atmosphérique

On trouve dans littérature plusieurs études effectuées sur les dépôts atmosphériques de différents sites, pour différents polluants.

[JORDAN et al. 1997] ont estimé que 40% des entrées d'azote (N) dans le bassin versant de Chesapeake aux États-Unis vient de déposition atmosphérique, 33% de déchets d'animaux, et 27% d'engrais. [AHN et JAMES 2001] ont rapporté que la source principale d'apport de phosphore aux terres marécageuses de Floride vient de la déposition atmosphérique.

[TSAI, et al. 2001], d'après leur étude réalisée durant l'année 1999 sur leur site, ont quantifié le dépôt de métaux lourds issus de l'atmosphère dans la baie de San Francisco. Le dépôt sec de cuivre, nickel, cadmium, et chrome était approximativement de 1100 (+/-73), 600 (+/-35), 22 (+/-15), et 1300 (+/-90) $\mu\text{g}/\text{m}^2/\text{an}$, respectivement. Les concentrations moyennes de ces métaux dans l'eau de la pluie étaient de 1,2 ; 0,4 ; 0,1 ; et 0,2 $\mu\text{g}/\text{L}$, respectivement. La déposition atmosphérique directe sèche et humide sur la baie de San Francisco, a apporté approximativement 1900, 930, 93 et 1600 kg/an de cuivre, nickel, cadmium et chrome, respectivement.

[SCHIFF et STOLZENBACH 2003] ont enquêté sur la contribution en métal lourd de la déposition atmosphérique dans la baie de Santa Monica en Californie en comparant le dépôt atmosphérique avec le dépôt d'autres sources. Le dépôt atmosphérique annuel de chrome, cuivre, plomb, nickel et zinc a dépassé l'effluent annuel estimé des industriels et des générateurs d'énergie de la baie de Santa Monica.

Ces études confirment la variabilité des polluants et de leur concentration dans les eaux météorites.

2.2.2. La pollution liée au lessivage des surfaces

En lessivant les surfaces, les eaux de pluie transportent les polluants, mais l'origine de ces polluants n'est pas exclusivement liée au phénomène de pluie. En effet, les retombées sèches ne sont pas négligeables. Les poussières, les films gras et des liquides légers s'accumulent sur les surfaces. [A. BACHOC, G. CHEBBO, D. LAPLACE, 1992].

L'eau de pluie arrive au sol, l'eau s'évapore, s'infiltré dans le sous-sol ou ruisselle. La part prise par chaque processus dépend de la température et de la nature du sol, notamment de sa perméabilité. Au cours de son parcours vers son exutoire (ruissellement, canalisations, rivières), la pluie va se charger de différents polluants, notamment sous forme particulière.

Au début de l'événement pluvial, la pluie commence à mouiller les surfaces : un premier volume de précipitations, correspondant à environ 0,5 millimètre de pluie [F. VALIRON et J.-p ; TABUCHI ,1992] appelé seuil de mouillage ne donne pas lieu à un écoulement. Dans cette phase il y a début de dissolution des éléments solubles en dépôt sur le sol qui vient s'ajouter aux apports atmosphériques. Dès que la quantité de pluie tombée dépasse le seuil de mouillage, le ruissellement commence. L'entraînement et le transport des particules déposées associés à ce ruissellement sont essentiellement fonction des facteurs caractéristiques de la pluie comme la hauteur, l'intensité et la granulométrie; par exemple, des grosses gouttes auront une énergie cinétique plus importante pour détacher les éléments déposés. Ces paramètres pluviaux interfèrent avec ceux liés au sol, comme la pente, la nature et l'érodabilité. Interviennent également la proportion et la nature des sols imperméabilisés, surtout dans le milieu urbain, comme les voiries, trottoirs et parkings. C'est ainsi l'ensemble des caractéristiques du bassin versant qu'est à prendre en considération.

L'écoulement des eaux pluviales dans le milieu urbain transporte ainsi une série de polluants qui affecte la qualité de l'eau. L'importance de la concentration de polluants issus du lessivage des surfaces urbaines pendant un événement pluvial dépend :

- du stock de polluants disponible sur les surfaces en début d'événement pluvial.
- De la quantité mobilisée par les gouttes d'eau et par l'écoulement.
- De la quantité pouvant être transportée par l'écoulement jusqu'à l'entrée du réseau d'assainissement.

- Comme mentionné précédemment, les polluants déposés sur les surfaces dans le milieu urbain sont d'origines diverses comme la circulation automobile, les retombées atmosphériques, les activités humaines et animales, et la végétation...
- Sur les surfaces imperméabilisées, les eaux en ruisselant vont arracher, puis transporter les matières qui se trouvent sur.

Il s'agit pour l'essentiel des éléments suivants :

- Les rejets des échappements et des fuites des moteurs (suies, hydrocarbures),
- Des particules de pneumatiques, de métaux,
- De la terre, des boues, des pertes de matériaux transportés ou provenant des chantiers
- Des déjections des animaux et déchets divers (mégots, papiers, etc.)

Rappelons que la présence et les teneurs en différents polluants potentiellement mobilisables par les eaux pluviales sont très variables, et dépendent des caractéristiques des bassins versants (occupation des sols, topographie...).

Pendant les événements pluvieux ou à la fonte des neiges, ces polluants sont arrachés au sol et sont emportés vers l'aval. À mesure que le site se développe et que les activités changent, la concentration et les types de contaminants évoluent en conséquence.

Une très grande partie de la pollution est fixée sur les matériaux solides comme le montre le (tableau 6) tiré du guide technique des bassins de retenue d'eaux pluviales (STU, 1994).

polluants	DCO	Hydrocarbures	DBO5	Métaux
(%)	83 -95	82 - 99	83 - 92	79 -99

Tableau 6 : Pollution particulaire/Pollution totale

Dans les eaux de ruissellement en milieu urbain les principaux polluants sont :

❖ **Les Eléments nutritifs (EN)**

Les eaux de ruissellement ont une concentration élevée en phosphore et azote, qui provoque le phénomène de « Bloom », dans les rivières et les lacs connu sous le nom d'eutrophisation .

Remarque : l'eutrophisation est un phénomène d'enrichissement en substances alimentaires (surtout le phosphore et les sels d'azote) se produisant dans les écosystèmes aquatiques, qui peuvent modifier l'équilibre de tout le système.

❖ **Les Sédiments (S)**

Les sédiments proviennent essentiellement de l'arrachage des particules des surfaces imperméables et des chantiers de construction, ainsi que de l'érosion des rives des cours d'eau. Le sédiment mis en suspension puis déposé peut exercer des effets nuisibles sur la vie aquatique dans les fleuves, les rivières et des lacs. Les sédiments peuvent être le vecteur d'autres polluants

❖ **Les Matières Organique (MO)**

La matière organique, constituée par exemple d'herbe, de feuilles et de graines, portée par l'écoulement pendant des événements pluviaux, peut causer un déficit d'oxygène lorsqu'elle se retrouve entraînée au fond des cours d'eau récepteurs. En effet pour que la matière organique se décompose, elle doit consommer de l'oxygène. Ce qui a un effet nuisible sur la vie aquatique.

❖ **Pathogènes (P)**

Les concentrations des pathogènes dans les eaux de ruissellement en milieu urbain (généralement mesuré en termes de concentration en coliforme fécaux ou totaux) dépassent fréquemment des normes de santé publique pour la baignade. La présence de les germes pathogènes dans l'écoulement peuvent également engendrer un aux risques sanitaires pour l'alimentation en eau potable lorsque les rejets sont effectués à proximité d'un ouvrage de captage pour l'alimentation en eau potable (de surface ou souterraine).

❖ **Les hydrocarbures (HC)**

Le fonctionnement des véhicules à moteur nécessite l'utilisation de différents fluides (carburants, huile et lubrifiants) qui contiennent une large variété de composés d'hydrocarbures, dont certains sont toxique à de faibles concentrations pour les organismes aquatiques.

❖ **Les métaux**

Les eaux de ruissellement sont généralement chargées en métaux, qui peuvent s'avérer toxiques. Cette toxicité peut être effective à partir de quelques microgrammes pour certains

métaux, et être plus ou moins aigue. La toxicité de ces éléments peut se trouver renforcée par un effet d'accumulation dans les sédiments des fleuves et des lacs, ainsi que dans la chaîne alimentaire des organismes vivants.

❖ **Les pesticides**

Les pesticides actuellement utilisés, mais également des insecticides et herbicides interdits, sont parfois détectés dans les eaux de ruissellement à des niveaux qui approchent ou dépassent le seuil de toxicité pour les organismes aquatiques.

❖ **Chlorure**

Des chlorures peuvent être localement impliqués dans les pluies acides et des phénomènes d'acidification des eaux superficielles ou souterraines.

Les sels projetés pendant les mois d'hiver s'accumulent dans l'eau de fonte et sont rejetés à l'aval à des concentrations que beaucoup d'organismes ne peuvent tolérer.

❖ **Polluants Esthétique (E) [Détritus et débris]**

Des détritus et des débris sont entraînés par les réseaux d'assainissement, s'accumulent dans les cours d'eau et portent atteinte à leur esthétique.

Les types de polluants rencontrés dans les zones urbaines ou à leur proximité, les sources de ces polluants, et leurs impacts relatifs sur les milieux récepteurs sont récapitulés dans le (tableau7) et dans la (figure 2).

Pollution des eaux pluviales	Exemples de sources	Impacts relatifs
Eléments nutritifs « nutriments » Azote ; phosphore	Déchets des animaux, engrais	la croissance d'algues, clarté réduite, autres problèmes associés à l'eutrophisation (déficit en oxygène, dégagement des aliments et métaux des sédiments.
Sédiments En suspension ; déposés	Chantiers de construction, , érosion de rives, décapage de routes.	La turbidité élevée réduit la clarté, diminution de la concentration de l'oxygène, dépôt des sédiments, l'étouffement de l'habitat aquatique comprenant engendrer des emplacements, le sédiment et la toxicité benthique.
Matières Organique	Des feuilles tombées herbent coupée	Déficit en oxygène dans le milieu récepteur mort des poissons.
Pathogènes Bactéries ; virus	Déjections animales	Risques pour la santé humaine : alimentation en eau potable, contamination des zones de baignade.
Les hydrocarbures Huile ; graisse. HAPs	Les processus industriels ; automobiles ; l'émission et fuites des liquides; huile usagée	Toxicité de l'eau et des sédiments, bioaccumulation dans les espèces aquatiques et dans la chaîne alimentaire, mort de poissons.
Les métaux Plomb Pb ; Cuivre Cu ; Zinc Zn ; Mercure ; chrome Cr ; Aluminium ; et des autres.	Les processus industriels, usure de la carrosserie, des pneus et des freins d'automobiles, émissions des automobiles et fuites de liquides, toitures métalliques	Toxicité de l'eau et des sédiments, bioaccumulation dans les espèces aquatiques et dans la chaîne alimentaire, mort de poissons.
Les pesticides PCBs ; produits de synthèse	Agriculture et jardins(herbicides, insecticides, fongicides, rodenticide, etc.) Processus industriels	Toxicité de l'eau et des sédiments, bioaccumulation dans les espèces aquatiques et dans la chaîne alimentaire, mort de poissons.
Chlorures	Salage des routes et stocks découverts de sel.	Toxicité de la colonne d'eau et des sédiments
Détritus et débris	lessivage des sols et des réseaux	Dégradation de l'aspect visuel des eaux de surface, menace pour la faune.

Tableau 7 : Sources des polluants et leurs impacts en milieu urbain.

types de polluants qui se produisent dans ou à proximité de la zone urbaine

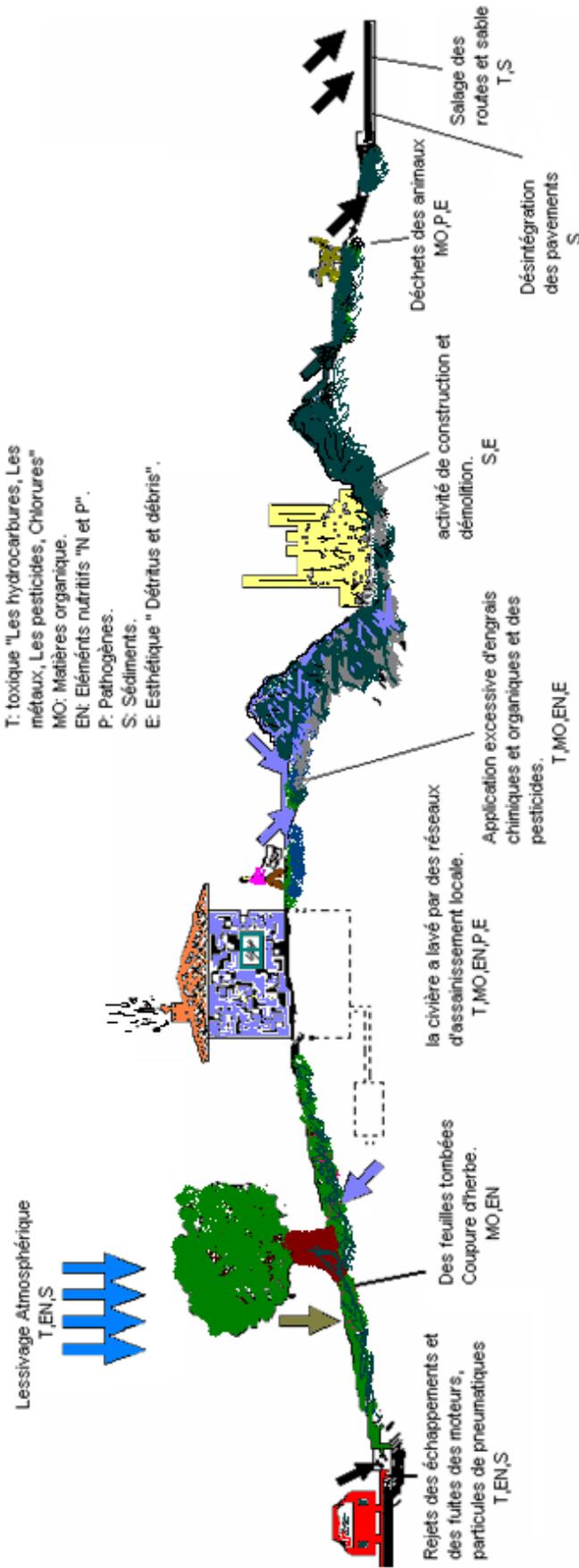


Figure 2 : Disponibilité des pollutions potentielles sur la surface

De nombreuses études à travers le monde ont étudié les polluants des eaux pluviales et leurs sources. Les chaussées sont généralement identifiées comme la source la plus importante de toxiques (métaux lourds et HAP), tandis que les espaces paysagers fournissent les apports les plus importants de sédiments et de nutriments.

[NOWAKOWSKA-BLASZEZYK et al 1996] ont étudié les sources de polluants en temps de pluie en Pologne. Il a été trouvé que les eaux pluviales des parkings et des voiries renferment les plus grandes concentrations en MES, DCO, DBO₅, et Pb, alors que le Phosphore est principalement apporté par les eaux pluviales ruisselant sur les espaces verts. Par ailleurs, les eaux de toitures ont été également identifiées comme présentant des concentrations importantes de polluants.

[GROMAIRE-MERTZ et al. 1997] ont collecté des eaux pluviales de 4 toits, 3 cours et 6 rues sur un bassin versant expérimental au centre de Paris, ils ont analysé les échantillons pour les MES, MVS, DCO, DBO₅, hydrocarbures, les métaux lourds dissous et la granulométrie des particules en suspensions. Les eaux pluviales de voirie ont montré une grande charge de MES, DCO et l'hydrocarbure, alors que l'eau des toitures avait de hautes concentrations de métaux lourds.

[DAVIS et al. 2001] ont présenté la charge estimée en plomb, cuivre, cadmium, et zinc dans les eaux pluviales de sources différentes. Ils ont examiné les données disponibles dans la littérature, et les ont comparées à leurs propres données expérimentales. Les sources spécifiques qu'ils ont examinées comprenaient les toitures et les murs des bâtiments la dégradation des freins et des pneus automobiles, ainsi que les fuites d'huile et la déposition atmosphérique humide et sèche. Les sources les plus importantes qu'ils ont identifiées sont les toitures et les murs des bâtiments pour les quatre métaux, les émissions des freins de véhicules pour le cuivre, et la dégradation des pneumatiques pour le zinc. La déposition atmosphérique est une source importante de cadmium, de cuivre, et de plomb.

2.2.2.1. Les eaux de ruissellement des toitures et d'autres matières du bâtiment

[SAKAKIBARA. 1996] a enquêté sur la qualité des eaux de ruissellement de toitures de la préfecture d'Ibaraki, au Japon pour déterminer la possibilité d'utiliser ces eaux de toitures pour différents usages sanitaires. Quatre-vingts trois échantillons ont été prélevés pendant une année et ont été analysés, ce qui donne pour le pH (en moyenne 6,1), DBO₅ (en moyenne 1,6 mg/l), DCO (en moyenne 3,2 mg/l), et MES (en moyenne 12 mg/l). Il a été conclu que ces

eaux de toiture pourraient être utilisées pour les toilettes et l'arrosage des espaces verts avec un traitement minimal.

[KARLEN et al 2002] ont enquêté sur le ruissellement sur des toitures de cuivre à Stockholm, Suède. La concentration en cuivre total des eaux de ruissellement est comprise entre 0,9 et 9,7 mg/l. Les eaux de ruissellement de ces toitures causent ainsi une réduction considérable du taux de croissance des algues vertes.

2.2.2.2. Eaux de ruissellement des voiries

Plusieurs polluants sont issus de la circulation automobile comme les hydrocarbures (huile et carburants), les oxydes d'azote (issus des gaz d'échappement), les chlorures (sels de déverglaçage), les métaux provenant des pneus (zinc, cadmium), des freins (cuivre), ou de la chaussée (érosion de revêtements en bitume, zinc des glissières de sécurité). La liste de ces polluants de voirie peut être établie sans difficulté. En revanche, les quantités sont plus difficiles à évaluer. Une autoroute de taille moyenne (25 000 véhicules/jour) produit une tonne de matières en suspension par km et par an (1 km d'autoroute = 2 hectares), dont 25 kg d'hydrocarbures, 4 kg de zinc, 1/2 kg de plomb. Le sablage, mélange de sable et de sels, représente un apport de matière de l'ordre de 5 à 10 tonnes par km **d'après le [LCPC Nantes 2002]**.

[WADA et MIURA 1996] ont analysé les eaux de ruissellement d'une autoroute à fort trafic à Osaka, Japon. Une concentration considérable de DCO a été mesurée et ils ont également remarqué que les MES et des particules de petits morceaux du caoutchouc issus de la dégradation des pneus sur cette autoroute étaient 20 fois plus grand que dans les eaux pluviales d'une " route ordinaire ".

Une enquête menée par [DRAPPER et al 2000] ont montré que les concentrations de polluants (métaux lourds, hydrocarbures, pesticides), et leurs caractéristiques physiques dans les eaux pluviales lessivant les voiries à Brisbane (sud-est du Queensland en Australie) étaient dans les gammes mesurées mondialement. Les volumes de circulation constituent pour ces auteurs le meilleur indicateur des concentrations en polluants des eaux pluviales de voiries.

[MA et al 2002] ont enquêté sur le phénomène de lessivage par les eaux pluviales des autoroutes. Leur étude montre que, pour la plupart des polluants, 30% de la masse de

pollution est libérée dans les premiers 20% du ruissellement. Proportionnellement, les polluants organiques étaient les plus sensibles à ce phénomène de lessivage.

En France une étude de la qualité des eaux de pluie en milieu périurbain a été effectuée sur une chaussée d'autoroute régionale (A11 - Nantes - 24 000 véhicules/jour), les aéroports d'Orly et de Roissy (Paris) et une piste d'aéroport régional (Marseille) par le [LCPC Nantes 2002]..

Les valeurs des paramètres de pollution observées (en moyenne et en maxima) sont indiquées dans le (tableau 8).

Indicateurs de pollution dans les eaux de ruissellement sur autoroutes et pistes d'aéroports								
	MES	DCO	Cl	Hc	Pb	Cu	Cd	Zn
	(mg/l)	(mg/l)	(mg/l)	(mg/l)	(ug/l)	(ug/l)	(ug/l)	(ug/l)
Moyenne autoroute régionale	71	80	500	1,2	58	45	1	355
Moyenne aéroport régional	50	55	5	0,7	15	10	3	150
Maxi autoroute régionale	267	507	6424	4,2	188	145	4,2	1544
Réglementation ICPE	35	125	200	10	500	500	200	2000
Réglementation pour la production d'eau potable	25	30	200	0,05 - 1	10-50	20-1000	1-5	500-5000

Tableau 8 : Qualité de l'eau pluviale sur autoroutes et pistes d'aéroports

Il a été également montré dans cette étude que ces polluants vont se répartir entre plusieurs flux :

- une partie (27 %) va être rejetée dans l'atmosphère et se déposer en bordure de chaussée, dans un rayon de 25 m par rapport à la route ;
- une partie (64%) déposée sur le revêtement, va être mobilisée par la pluie et être retenue dans un enrobé drainant qui joue un rôle filtre. Un enrobé drainant peut diminuer la charge de polluants de 20 à 40 % (diminution observée avec un enrobé drainant : 25 % sur le cuivre, 65 % sur le zinc et le cadmium, 75 % sur le plomb, 90 % sur les hydrocarbures) ;
- une partie (9%) déposée sur le revêtement, va être mobilisée par la pluie et transportée dans l'eau de ruissellement. Les particules vont être mélangées à la pluie pour former des « matières en suspension » (MES). La première étape est le fossé, qui joue un rôle de tampon très efficace, comparable à un bassin de décantation.

❖ Espaces verts urbains

[EMERSON. 2003] a effectué une étude sur l'effet de la restriction de l'utilisation des engrais contenant du phosphore pour les pelouses de la ville de Plymouth (Angleterre). Les résultats de cette étude ont montré une amélioration de la qualité de l'eau due à la réduction du phosphore dans les eaux de ruissellement. [STRYNCHUK et al (2003)] ont étudié la décomposition de l'herbe et des feuilles et les apports nutritifs dans les eaux des milieux récepteurs à Brevard County-Florida (Etats Unis) : les taux de libération de ces éléments ont été calculés, ce qui peut ensuite être utilisé pour sélectionner et déterminer les fréquences d'entretien des dispositifs de contrôle des eaux pluviales qui traitent ce type de polluants.

3. Rejets autorisés

Il n'y a pas de réglementation unique en ce qui concerne les limites de rejets de polluants des eaux pluviales. Par exemple, elles ne sont pas déterminées de la même façon pour les Zones d'Aménagement Concerté (ZAC) ou pour les Installations Classées pour la Protection de l'Environnement (I.C.P.E).

Pour les I.C.P.E, les limites de rejets de polluants ont été fixées par la Directive Cadre sur l'eau et figurent dans le Code de l'Environnement.

Remarques:

- Les ZAC sont des zones à l'intérieur desquelles une collectivité publique ou un établissement public décide d'intervenir pour réaliser ou faire réaliser un aménagement et l'équipement des terrains.
- Une (I.C.P.E) est une installation fixe dont l'exploitation présente des risques pour l'environnement. Exemples : usines, élevages, entrepôts, carrières, etc.

Les limites de rejet ne sont pas les mêmes pour toutes les ZAC. Elles sont fixées par arrêté préfectoral suivant les résultats d'une étude menée sur l'état initial du site et sur les incidences des activités sur le milieu naturel.

Par exemple pour la ZAC d'Andromède (grand Toulouse) les normes de rejet sont prescrites par l'article (4) de l'arrêté préfectoral du 3 octobre 2002. Elles sont consignées dans le (tableau 9).

paramètres	Unités	Valeur
MES	mg/l	30
DCO	mg/l	40
DBO ₅	mg/l	10
NH ₄ *	mg/l	2
Pb	mg/l	0,05
Zn	mg/l	5
Hydrocarbures HC	mg/l	10
Conductivité	μS/cm	1500
Oxygène dissous OD	mg/l	5
PH	-	-

(*) : NH₄ représente les composés azotés

Tableau 9 : limites de rejets, ZAC d'Andromède (grand Toulouse)

Pour quantifier les polluants des eaux pluviales, une étude élaborée par le groupe de travail DDAF, DIREN, DDE et validée au cours de la réunion du Club Eau Aquitaine Poitou-Charentes du 1^{er} juillet 2004 a permis de quantifier les principaux éléments polluants contenus

dans les eaux de pluie et de ruissellement collectées sur des surfaces imperméables de lotissement, parking ou ZAC, et des zones urbaines denses ou des ZAC de forte densité (tableau 10).

Paramètres de pollution	Rejets pluviaux Lotissement-Parking-ZAC (kg/ha)	Rejets pluviaux Zone urbaine dense ZAC de forte densité (kg/ha)
MES	660	1000
HCT	15	25
DCO	630	820
DBO ₅	90	120
Pb	1	1.3

Tableau 10 : Masses de polluants rejetés par un an dans les eaux de ruissellement en kg/ha de surface imperméabilisée.

En connaissant la hauteur annuelle moyenne de précipitation de la région et la surface imperméabilisée, on peut remonter aux concentrations en polluants rejetés et les comparer aux rejets autorisés.

4. Conclusion

Les rejets urbains de temps de pluie (RUTP) sont constitués de l'ensemble des eaux rejetées par les installations d'épuration (mélange d'eaux usées et d'eaux pluviales traitées), par les déversoirs d'orage (mélange d'eaux usées et d'eaux pluviales non traitées), ainsi que par les exutoires pluviaux (eaux pluviales généralement non traitées), pendant un événement pluvieux et la période de temps qui lui succède, le système d'assainissement n'ayant pas encore retrouvé un fonctionnement normal de temps sec.

L'origine des polluants contenus dans les RUTP est multiple : pollution atmosphérique, lessivage des dépôts de temps sec et des retombées sèches accumulés sur les bassins versants, érosion des matériaux urbains, remise en suspension des polluants présents dans les réseaux d'assainissement.

Un grand nombre d'études ont été menées depuis une trentaine d'années pour identifier et quantifier la pollution des eaux pluviales. Cependant, dans la plupart des cas, ces études ont été menées sur les effluents échantillonnés à l'exutoire de réseaux séparatifs et beaucoup plus rarement sur les eaux de ruissellement avant leur entrée dans le réseau. Or, les réseaux séparatifs sont souvent pollués par de mauvais branchements et par ailleurs, des modifications physico-chimiques des effluents peuvent avoir lieu au cours du transport en réseau [GROMAIRE-MERTZ. 1997].

Le besoin d'une quantification et d'une caractérisation plus fine de la pollution des différents types d'eaux de ruissellement (toitures, chaussées, ..) se fait ressentir. Ces données sont nécessaires au développement de stratégies de réduction de la pollution pluviale, notamment les techniques alternatives, et à l'élaboration de techniques de traitement.

Les concentrations en polluants sont très variables et peuvent être importantes. Pour certains indicateurs (MES, hydrocarbures, produits phytosanitaires, etc.), elles sont supérieures à celles trouvées dans les eaux usées. Du fait des volumes en jeu, les masses rejetées constituent une source majeure d'apport de polluants aux milieux aquatiques superficiels et souterrains.

Les impacts potentiels de ces rejets, concentrés sur des périodes courtes, sont divers : modification du régime hydrologique et de la morphodynamique des rivières, chocs anoxiques entraînant des mortalités piscicoles, effets toxiques chroniques affectant les populations animales, contribution à l'hyper-eutrophisation des milieux, risques sanitaires associés à la pollution bactériologique, altération des paysages.

Par la suite nous présenterons les principes de fonctionnement des techniques alternatives en assainissement pluvial, ainsi que leur rôle de dépollution des eaux pluviales en milieu urbain.

La maîtrise quantitative et qualitative des eaux pluviales par les techniques alternatives

1. Introduction

Avant l'apparition des villes, les eaux pluviales suivaient leur cycle naturel pour rejoindre un cours d'eau, ou s'infiltrer dans le sol. La construction des villes et le développement des zones urbaines s'accompagne d'une augmentation importante de surfaces actives et/ou imperméabilisées (toitures, voiries) qui empêchent l'eau de s'infiltrer dans le sol, et produisent des volumes et des débits de pointe très importants, ainsi que des problèmes sanitaires liés aux rejets des eaux usées dans les rues. De plus, la prise en charge par des solutions techniques traditionnelles devient problématique, car la résolution de ces problèmes conduit souvent à mettre en œuvre des ouvrages qui peuvent devenir conséquents.

Dans cette partie, nous allons présenter les Techniques Alternatives comme une solution aux problèmes hydrologiques (hydraulique, pollution) occasionnés par l'urbanisation, qui perturbent l'équilibre hydrique des bassins versants. Nous allons exposer les effets de ces Techniques Alternatives sur le ruissellement de l'eau et la réduction des flux par régulation des débits et réduction des volumes, ainsi que l'impact des ces techniques sur la qualité des eaux pluviales.

L'étude des Techniques Alternatives et le retour d'expérience ont montré qu'elles pouvaient constituer de très bons ouvrages de dépollution suivant leur fonction et leurs caractéristiques.

Elles reposent sur deux principes : [Y. AZOUT, S. BARRAUD, FN. CRES et ALFAKIH. 1994]

- Le stockage temporaire des eaux pour réguler les débits et réduire les vitesses d'écoulement.
- L'infiltration des eaux dans le sol si possible pour réduire les volumes s'écoulant vers l'aval.

Ces techniques permettent également la maîtrise de la qualité des eaux pluviales, en les prétraitant soit par décantation, soit par le piégeage (filtration) des polluants. De plus, des

expériences ont montré que certaines plantes (mises en œuvre pour l'intégration paysagère de l'ouvrage) pouvaient avoir un pouvoir dépolluant complémentaire.

2. Le mécanisme de décantation

Sur terre, tout corps est soumis à une force dirigée verticalement et vers le bas : son propre poids. C'est un phénomène naturel régi par la loi de la pesanteur.

Dans un bassin de rétention, sous l'effet de leur poids les particules contenues dans l'eau ont une tendance naturelle à se déposer sur le fond pour une certaine vitesse appelée vitesse de sédimentation, formant au final ce qu'on appelle les boues de décantation.

Dans ce même bassin, l'eau en transit s'écoule selon une vitesse donnée (fonction du débit et de la morphologie du bassin).

Si la vitesse d'écoulement est trop importante par rapport à la vitesse de sédimentation (ou si la hauteur d'eau dans le bassin est trop conséquente), la particule n'aura pas le temps de décanter et sera emmenée vers l'exutoire.

Pour que la décantation soit optimale, on cherche alors dès la conception de l'ouvrage à :

- Réduire la vitesse d'écoulement, (une augmentation de la section d'écoulement diminue la vitesse).
- Diminue la hauteur de chute des particules (bassin peu profond).
- Augmenter le temps de séjour dans le bassin (longueur plus importante).

En sortie de bassin, l'eau est moins chargée en particules et donc en polluants. La qualité des eaux rejetées pourra être compatible avec le milieu naturel, et pourra permettre un rejet direct sans qu'il ne produise d'impact sur le milieu récepteur. Le mécanisme de décantation a déjà fait ses preuves dans le traitement de l'eau potable et des eaux usées. Pour illustrer ses performances, le (tableau 11) regroupe les rendements de dépollution observés pour une décantation de quelques heures en bassin de rétention (STU. 1994).

Paramètres de pollution	MES	HCT	DCO	DBO ₅	NTK	Pb
Rendements de dépollution %	83 à 90	> 88	70 à 90	75 à 91	44 à 69	65 à 81

Tableau 11 : les rendements de dépollution en bassin de rétention

Deux types de décantations sont utilisés pour le traitement des eaux pluviales :

- Décantation statique.
- Décantation lamellaire.

Le principe de décantation statique (avec flux horizontal) dans un bassin repose sur la théorie de HAZEN présentée (figure 3), Pour décanter une particule dans un ouvrage, il faut que la vitesse de l'eau (V) dans l'ouvrage soit inférieure à la vitesse constante de sédimentation des particules à décanter (U) en m/h. La vitesse de l'eau $V=Q/S$ est appelée charge hydraulique superficielle ou *vitesse de Hazen*, qui s'exprime en mètre cube par heure par mètre carré ($m^3/h/m^2$) ou mètre par heure (m/h). La condition de sédimentation est donc :

$$V < U \text{ ou } (Q/S) < U$$

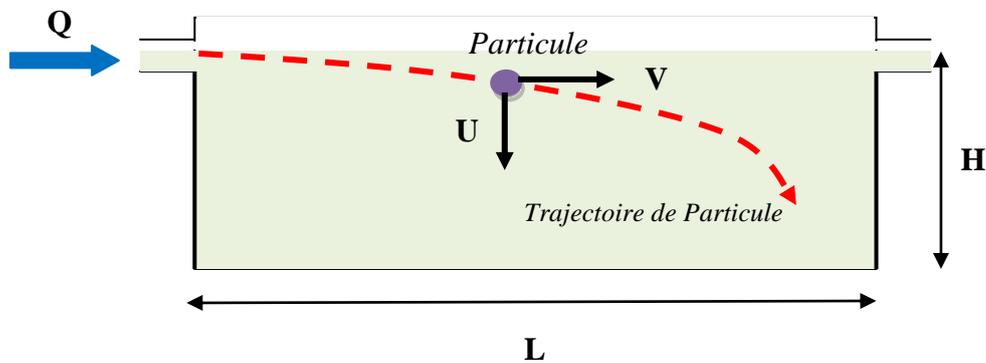


Figure 3 : Décantation statique dans un bassin

Le temps de rétention dans l'ouvrage sera alors : $t = S \cdot H / Q$

La décantation est terminée lorsque la particule s'est déposée sur le radier. La durée de chute est égale à H/U . On peut alors définir la condition de décantation par : $t > (H/U)$

avec :

Q : débit entré dans l'ouvrage.

S : surface de l'ouvrage.

V : vitesse de Hazen.

U : vitesse de décantation.

t : temps de rétention de particule.

H : hauteur entre le plan d'eau libre et le radier

L : longueur d'ouvrage.

Le deuxième type de décantation est la décantation lamellaire (figure 4), qui agit sur la trajectoire pour séparer en continu des particules de taille et de masse volumique différentes. Cela améliore considérablement la vitesse de sédimentation et permet de réduire le volume de décantation. La décantation se fait par deux modes de fonctionnement : décantation à contre-courant, et décantation à courants croisés.

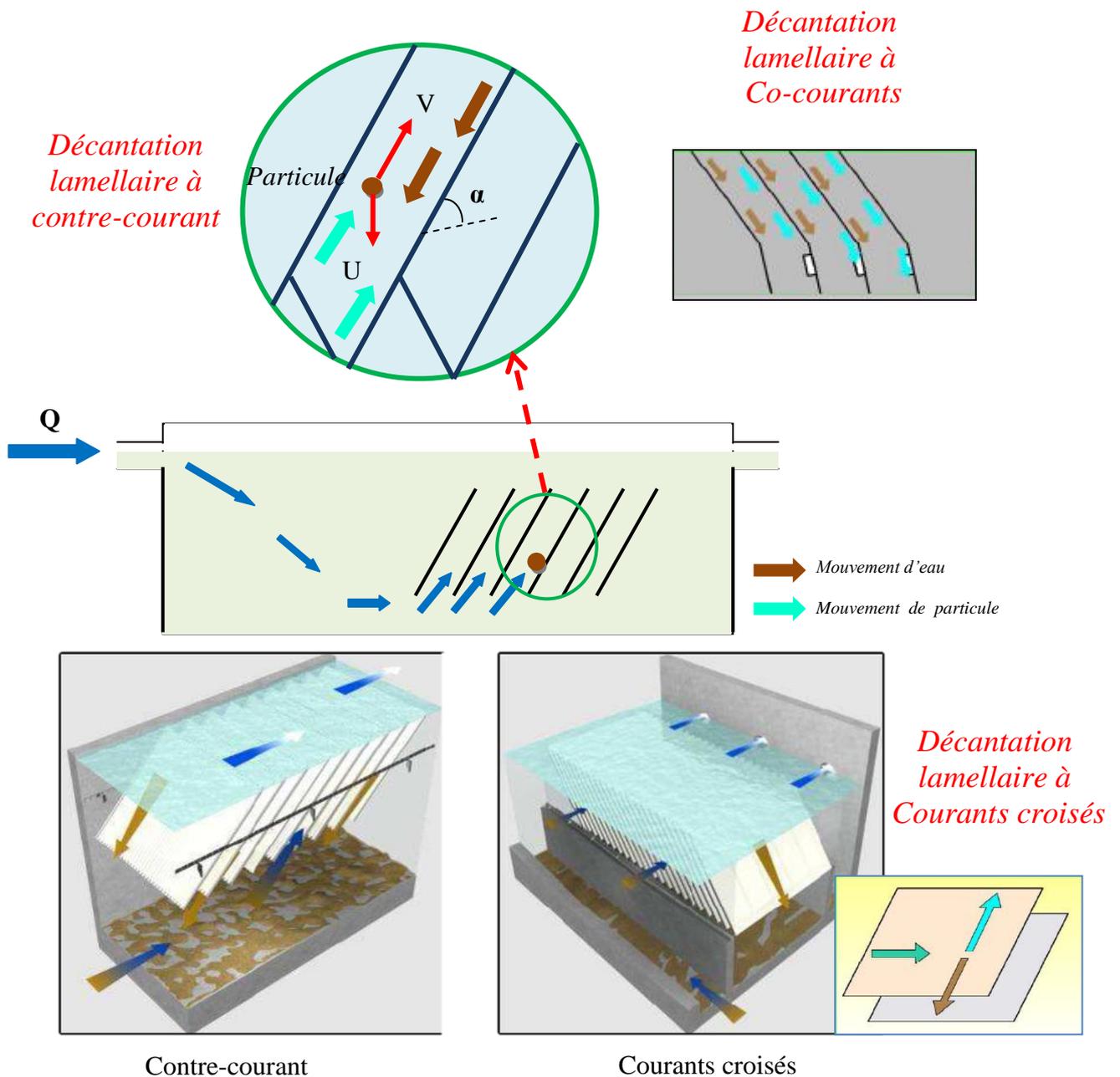


Figure 4 : Modes de fonctionnement de décantation lamellaire

La décantation à contre-courant est la technique la plus connue et la plus employée ; elle implique notamment une grande hauteur sous les lames de décantation afin de permettre un

stockage durable des matières en suspension interceptées. On peut trouver plusieurs types de dispositifs qui assurent la décantation lamellaire comme le module plaque, ainsi que d'autres géométries (figure 5). Le plus souvent ces dispositifs sont inclinés à $\alpha = 60^\circ$.

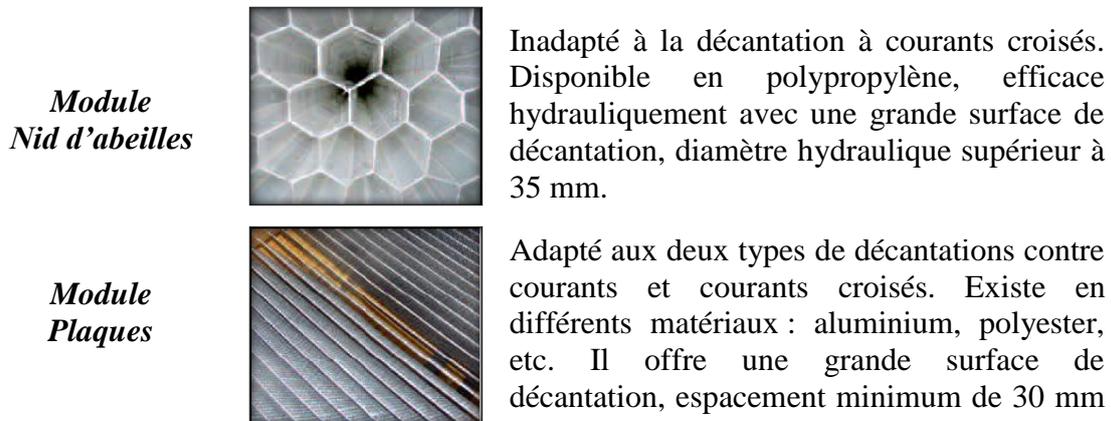


Figure 5 : Modules de décantation lamellaire.

Les matériaux constituant les lames de décantation peuvent être l'aluminium ou un plastique (PVC, Polypropylène, Polyester...) [Gestion et traitement des eaux pluviales. 2005]. Le choix des matériaux se fera en fonction de la nature et de l'agressivité de l'effluent, du débit de traitement et de la nature de l'activité (urbain, industriel, commercial,...). Le module est caractérisé par le diamètre hydraulique (d_h) défini par la relation suivante :

$$d_h = 4 \times \frac{\text{Section mouillée}}{\text{Périmètre mouillé}}$$

L'écoulement entre les lames est laminaire, car le faible diamètre hydraulique conduit à une réduction de la valeur de nombre Reynolds (R_e) :

$$R_e = \frac{\rho_{\text{eau}} \times u \times d_h}{\eta_{\text{eau}}}$$

u : La vitesse de l'écoulement (m/s)

ρ_{eau} : La masse volumique de l'eau (kg/m^3)

η_{eau} : La viscosité dynamique de l'eau (Pa.s)

Les équations caractéristiques du décanteur lamellaire sont les suivantes avec STP la surface totale projetée

$$\text{STP} = \frac{Q}{U_H}$$

$$STP = n_T \times l_p \times L_p \times \cos \alpha$$

Ces équations permettent de trouver n_T , le nombre total de lamelles du dispositif de décantation.

avec :

STP : La surface totale projetée (STP) projection au sol de la surface de décantation.

Q : Le débit d'alimentation de l'unité de décantation

U_H : Vitesse de Hazen.

l_p : Largeur des lamelles.

L_p : Longueur des lamelles.

n_T : Nombre total de lamelles du dispositif de décantation.

α : Inclinaison des plaques.

Par analogie avec la théorie de Hazen, et moyennant quelques hypothèses simplificatrices (écoulement laminaire permanent notamment), on peut déterminer la vitesse limite de décantation V_{lim} d'une particule en utilisant l'équation suivant :

$$V_{lim} = \frac{Q}{n \times S_L \times \cos \alpha}$$

Le (tableau 12) présent l'équation donnant V_{lim} selon chaque type de décanteur.

Décanteur à contre courant	Décanteur à Co-courant	Décanteur à courant croisés
$V_{lim} = \frac{Q}{n \times l \times (L \times \cos \alpha + e \times \sin \alpha)}$	$V_{lim} = \frac{Q}{n \times l \times (L \times \cos \alpha - e \times \sin \alpha)}$	$V_{lim} = \frac{Q}{n \times l \times L \times \cos \alpha}$

Tableau 12 ; vitesse limite de décantation V_{lim}

En considérant:

L: longueur de lamelle,

l: largeur de lamelle,

e: écartement de deux lamelles voisines

n: Nombre de lamelles

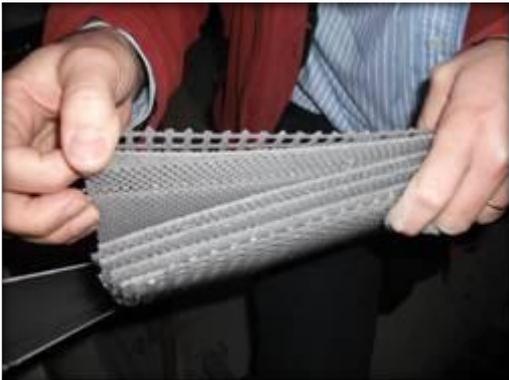
Le mécanisme de décantation permet une rétention efficace des MES et des polluants associés. L'efficacité des ouvrages de décantation sera fonction de la charge hydraulique

superficielle retenue, elle-même fonction de la période de retour considérée pour la pluie traitée.

3. Le mécanisme de filtration

La filtration est un phénomène bien connu où l'effluent passe à travers un filtre qui piège les particules. Ce filtre peut être un lit de sable, un filtre papier, un tamis, ou un filtre textile (figure 6).

Filtre CREAT



Filtre ADOPTA



La bouche d'injection et le filtre ADOPTA



Filtre (tamis) récupération des eaux pluviales



Figure 6 : différents types de filtre

Il est important de préciser que dans les techniques alternatives on ne trouve classiquement pas de tel filtres mais différents matériaux et/ou structures jouant le même rôle.

On peut trouver :

- Des systèmes dégrilleurs qui retiennent les grosses particules, les « flottants ».
- Des couches de matériaux drainants (graviers, concassées,...) qui retiennent les petites particules.

- Le sol qui constitue un très bon filtre dans les techniques d'infiltration. Il retient les très petites particules.

La pollution particulaire est stoppée et s'accumule lors de passage de l'eau à travers ces filtres.

La filtration par interception est une très bonne technique de dépollution permettant de traiter des particules très petites, qui sont retenues selon plusieurs modes d'action :

- Par sédimentation (dépend du poids de la particule)
- Par tamisage (effet passoire)

Pour le dimensionnement d'un bassin de stockage/d'infiltration (comme pour la majorité des Techniques Alternatives) il faudra prendre en compte la perméabilité et la surface d'infiltration afin de déterminer le débit de fuite. On peut se servir de la méthode des pluies (ou des volumes, etc.) pour calculer le volume du bassin de stockage – infiltration, et l'adapter avec la loi de Darcy. En effet, il faudra remplacer le débit de vidange Q_v par le débit d'infiltration Q_i tel que :

$$Q_i = k \times I \times A$$

Avec :

Q_i : Débit d'infiltration en m^3/s

k : Perméabilité en m/s

I : Gradient hydraulique m/m

A : Surface d'infiltration m^2

❖ Les avantages

- L'infiltration sous sol :
 - Evacuation des eaux dans le sol ce qui permet de recharger la nappe sans la polluer
 - Utilisation du substrat d'origine
 - L'évacuation des eaux ne nécessite pas de collecteur à l'aval et peut être utilisée dans les zones n'ayant pas d'exutoire possible
 - Respect du cycle naturel de l'eau
 - Conservation d'espaces verts en ville
- La filtration par filtre à sable et géotextiles :
 - Bonne efficacité y compris vis-à-vis des germes
 - Non évacuation directe de l'eau directement dans la nappe, donc avantage en cas de pollution accidentelle.

Mais les risques de contamination de la nappe en cas de déversements accidentels de polluants restent le point faible de l'infiltration. De plus, une conception soignée est nécessaire ainsi qu'un entretien régulier afin d'éviter les risques et les nuisances pour les riverains.

D'autres inconvénients caractérisent ces dispositifs, tels que la nécessité de l'absence de nappe à moins de 1 à 1,20 m du fond du bassin, la consommation d'espace foncier, ainsi qu'un risque de colmatage rapide du massif réduisant fortement la perméabilité de l'ouvrage et donc ses capacités d'évacuation.

Une étude menée par l'ASFA (Association des Sociétés Françaises des Autoroutes) sur des bassins d'infiltration (seuls) recueillant des eaux autoroutières révèle une excellente efficacité épuratoire à long terme (tableau 13) [J.P. MERLE. 1999].

Polluant	MES	DCO	Pb	Zn	HCT
Rendement moyen (%)	90	73	78	82	80

Tableau 13 : Rendement épuratoires des bassins autoroutiers d'infiltration

❖ Les géotextiles et les géomembranes

Les géotextiles sont des nappes de fibres synthétiques utilisées dans les travaux publics pour diverses fonctions. Ils peuvent servir :

- de surface de support,
- de surface de séparation,
- de filtre,
- d'armature,
- de drain.

Un géotextile est perméable, il est assimilable à un filtre (figure 7). Il joue le rôle de séparation et d'anticonatamination entre le sol support et le matériau d'apport, le rôle de drain, et le rôle de protection.

Les géomembranes sont des produits minces, souples et continus, utilisés dans les travaux publics pour assurer l'étanchéité d'une structure.



Figure 7 : Mise en place de géotextile pour une chaussée réservoir

En effet, les géomembranes sont parfaitement imperméables, elles restent étanches même sous les contraintes imposées par la structure. Contrairement aux géotextiles qui peuvent avoir plusieurs rôles, les géomembranes n'ont qu'un seul rôle d'étanchéité.

L'efficacité épuratoire des ouvrages d'infiltration dépend de la nature du filtre [SETRA 1997] (tableau 14).

Type de filtre	MES	DCO	DBO5	Azote Total	Métaux
Sable	80 – 90	50 – 60	60 – 70	30 – 40	35 – 45
Géotextile	75 – 85	40 – 50	45 – 55	25 – 35	30 – 40

Tableau 14 : Rendement épuratoire (%) selon le type de filtre

4. Classification des techniques alternatives

Les techniques alternatives sont efficaces pour filtrer des eaux pluviales, réduire la vitesse d'écoulement, et réduire le volume de l'eau rejeté par le réseau. Ces actions sont essentielles pour réduire la pollution et protéger les cours d'eau à l'aval. On peut distinguer six familles de techniques [US.EPA]:

- les systèmes d'infiltration.
- Les systèmes de filtration.
- Les bassins (sec ou en eau).
- Les systèmes de rétention.
- Les systèmes de détention.
- Les systèmes de régulation du débit de sortie à l'aval.

5. Les techniques alternatives et leurs mécanismes de dépollution

Selon les techniques alternatives utilisées, la dépollution des eaux pluviales se fait par différents mécanismes complémentaires. Ces mécanismes interviennent séparément ou simultanément (tableau 15). Leur intégration dans les aménagements futurs nécessite qu'une réflexion et un travail soigné soient menés en amont.

Techniques Alternatives	Décantation	Interception (Filtration)
Bassins de rétention en eau à ciel ouvert	oui	- Si système dégrilleurs en amont
Bassins de rétention secs à ciel ouvert	oui	- Si couche drainante - Si système dégrilleurs en amont
Bassins de rétention enterrés	oui	- Si structures réservoirs - Si système dégrilleurs en amont
Bassins d'infiltration à ciel ouvert	oui	- Par le sol - Si système dégrilleurs en amont
Puits d'infiltration	oui	- Panier dégrilleurs - Dans la couche latérale de concassés - Dans le sol
Tranchées infiltrantes	oui	- Si couche drainante - Dans le sol - Si système dégrilleurs en amont
Tranchées drainantes	oui	- Dans couche drainante - Si système dégrilleurs en amont
Fossés et noues	oui	- Dans le sol si infiltration - Si couche drainante
Toits stockants	oui	- Si système dégrilleurs
Structures réservoirs	oui	- Dans la structure - Si système dégrilleurs en amont
Surdimensionnement de réseaux	oui	- Si système dégrilleurs en amont

Tableau 15 : Techniques Alternatives et mécanismes de dépollution

5.1. Les toitures stockantes et les toitures végétalisées

5.1.1. Principe

❖ Toitures stockantes

Les toits stockants sont utilisables pour des stockages temporaire d'eau de pluie, afin de ralentir le plus tôt possible le ruissellement. C'est un moyen efficace pour réduire les effets de l'imperméabilisation sur le ruissellement. Le stockage se fait sur quelques centimètres d'eau de pluie sur les toits le plus souvent plats, ou éventuellement présentant une pente de 0,1 à 5%. L'eau stockée est restituée à débit limité au réseau d'eau pluviale ou à un autre exutoire grâce à un dispositif de régulation spécifique. L'eau est retenue au moyen d'un parapet en pourtour de toiture, sur une certaine hauteur d'eau, puis évacuée. Sur les toits plats, le dispositif d'évacuation est constitué d'une ogive centrale avec filtre, raccordée au tuyau d'évacuation et d'un anneau extérieur, percé de rangées de trous dont le nombre et la répartition conditionnent le débit de décharge. Dans le cas de toits en pente, le stockage est rendu possible grâce à l'utilisation de caissons cloisonnant la surface et jouant le rôle de mini barrages (figure 8).

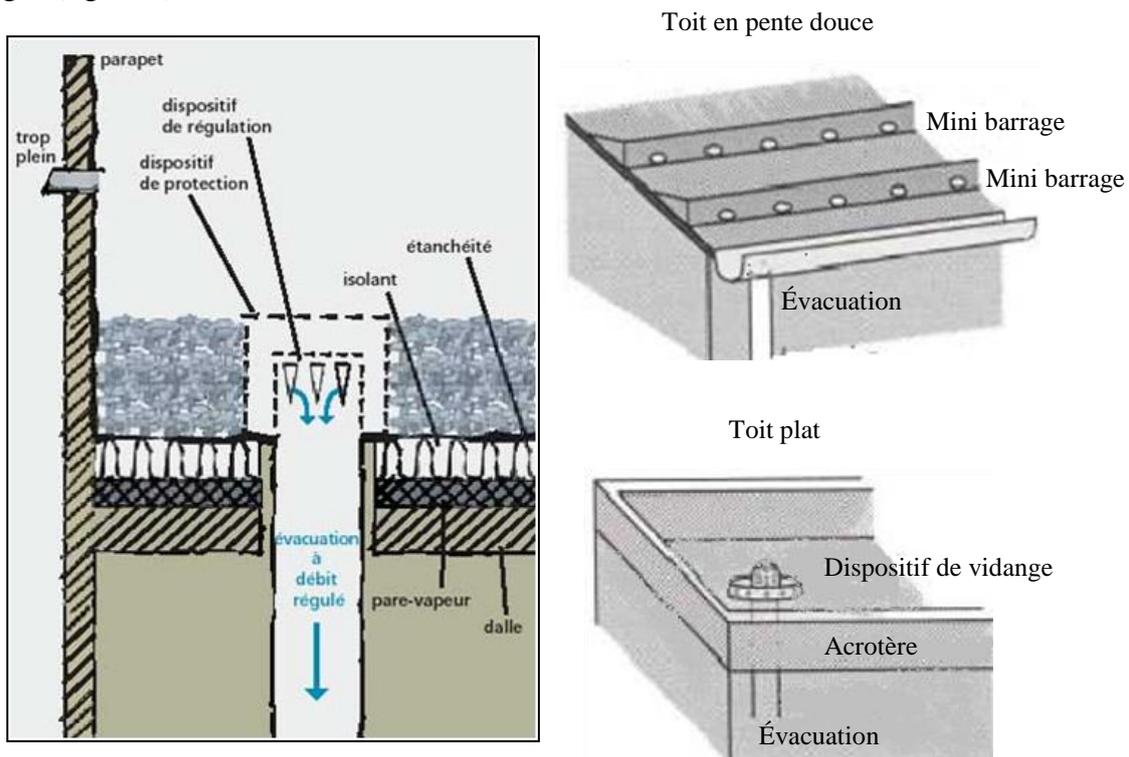


Figure 8 : Principe des toits stockants (Source : Région Rhône-Alpes)

❖ Toitures végétalisées (vertes)

Les toitures peuvent être également végétalisées (figure 9), il est possible de combiner cette technique avec des toitures stockantes, ce qui offre en plus de la rétention d'eau, un apport

isolant, et une augmentation de l'évapotranspiration. Une toiture végétalisée consiste en un système d'étanchéité recouvert d'un complexe drainant qui accueille un tapis de plantes pré-cultivées (sedum, vivaces, graminées, etc.). Les eaux pluviales sont épurées d'une partie de leur pollution, grâce à l'absorption de ces plantes. Le complexe de végétalisation est caractérisé par une surcharge limitée et une faible épaisseur (généralement < 10 cm), et le poids du complexe est, dans la plupart des cas, compris entre 50 et 150 kg/m² [Certu.2008]. On distingue généralement deux types de toitures vertes (figure 10) :

- les toitures à végétation intensive ;
- les toitures à végétation extensive.

Le premier groupe se caractérise par une épaisse couche de substrat dans laquelle il est même possible de planter des arbres. Les toitures appartenant au deuxième groupe possèdent quant à elles une couche de substrat plus fine et ne sont bien souvent pas accessibles [CSTB.2008].



Figure 9 : Toitures vertes

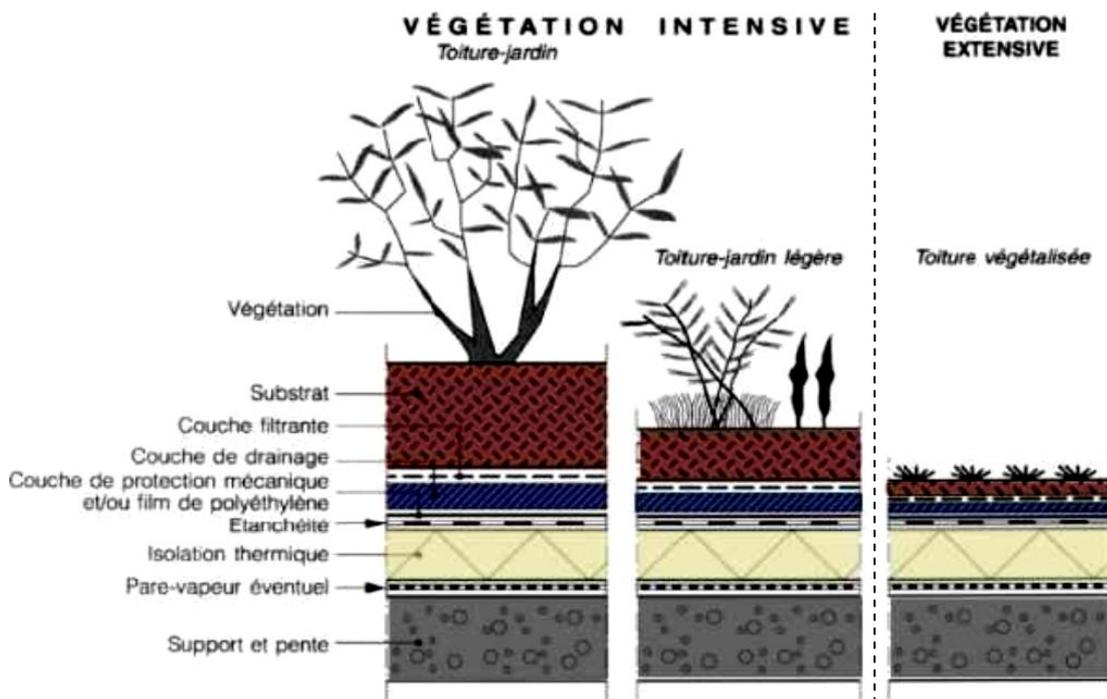


Figure 10 : Types de végétation d'un toit vert (source CSTB)

5.1.2. Efficacité

Les eaux reçues sont généralement peu polluées. La charge polluante résulte essentiellement de la pollution atmosphérique. Si l'on considère que cette pollution se serait de toute façon produite, l'impact immédiat de cette solution sur la pollution est nul. Les eaux recueillies dans

les toitures stockantes présentent les mêmes caractéristiques de pollution que celles des eaux de toitures classiques. Le traitement de l'eau n'est donc pas nécessaire. C'est pourquoi ce système n'est utilisé qu'à des fins de stockage. Les toitures vertes peuvent améliorer la gestion des eaux dans les villes en diminuant les quantités d'eau déversées dans les égouts et en limitant les débits de pointe. Selon les fabricants de ces toitures, les eaux évacuées pourraient être utilisées pour la plupart des applications domestiques (rinçage des toilettes, lessive...). En ce qui concerne la qualité des eaux évacuées par les toitures vertes une étude a été réalisée par le Centre Scientifique et Technique de la Construction de Belgique [CSTC.2006] En traversant les toitures végétalisées, les eaux se colorent ; elles se chargent en matières organiques et en produits chimiques oxydables, ainsi qu'en bactéries. On notera toutefois que des engrais ne sont pas systématiquement employés sur les toitures végétalisées.

5.1.3. Avantages et Inconvénients

On peut résumer les avantages et les inconvénients des deux types des toitures (végétalisées et stockant) dans le (tableau 16).

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> - Réduction des débits de pointe s'écoulant vers les exutoires. - Intégration de façon esthétique à tous types d'habitat, y compris en milieu urbain - Technique qui lorsqu'elle est employée en toitures végétalisées permet de réaliser une économie d'énergie substantielle (limite des déperditions thermique, isolation, confort d'été). - Pas de reprise foncière - Technique qui peut être parfaitement adaptée pour un assainissement à la parcelle chez un particulier. - Pas de technicité particulière par rapport aux toitures traditionnelles 	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier (végétation intensive) - Volumes stockés très limités. - Entretien et exploitation difficiles (surtout du système de régulation). - Obturation des systèmes d'évacuation par des feuillages ou des branchages par exemple. - Risques de nuisances olfactives (stagnation d'eau) par défaut de réalisation ou manque d'entretien. - Conception très soignée, relevant d'entreprises qualifiées pour garantir une parfaite étanchéité. - Difficulté de mise en place sur des toitures de pente >2%. - Risque pour la sécurité si le toit est accessible.

Tableau 16 : les avantages et les inconvénients des toitures (végétalisées et stockant)

5.1.4. L'Entretien

L'entretien est difficile (surtout celui du système de régulation) cela demande au moins deux visites d'entretien par an. L'entretien d'une végétalisation intensive est beaucoup plus contraignant que celui d'une végétalisation extensive

5.2. Les Tranchées drainantes

5.2.1. Principe

Les tranchées sont des ouvrages superficiels (entre 1 et 2 mètres de profondeur), linéaires, situées à l'aval du secteur imperméabilisé et recueillant les eaux de ruissellement perpendiculairement à leur longueur avec des débits réduits. Elles sont utilisées pour l'assainissement pluvial des voiries et des toitures (figure 11).

Le stockage de l'eau s'effectue dans des structures granulaires reconstituées : galets, roches concassées, graviers (porosité $\approx 30\%$), des matériaux alvéolaires en plastique (porosité $\approx 90\%$), ou des pneus de récupération (porosité $\approx 70\%$). L'eau est ensuite infiltrée ou restituée à débit régulé dans un cours d'eau ou un réseau. Elles peuvent être revêtues en surface par divers matériaux tels qu'un enrobe drainant, des pavés à joints larges, des galets ou de la pelouse, en fonction de leur usage : parkings de centres commerciaux, trottoirs le long de la voirie, pistes cyclables ou jardins. L'eau est collectée soit localement par un système classique d'avaloirs et de drains qui la conduisent dans le corps de la tranchée, soit par infiltration répartie à travers un revêtement drainant en surface [Certu. 2008].

Il existe deux types de fonctionnement selon la nature de l'évacuation des eaux stockées dans la tranchée :

- Les tranchées de rétention des eaux (restitution des eaux vers un exutoire avec un débit régulé).
- Les tranchées infiltrantes. ou absorbantes (infiltration dans le sol des eaux recueillies).

Dans les tranchées de rétention ou de stockage ; l'eau est évacuée selon un débit régulé vers l'exutoire (le réseau d'assainissement pluvial traditionnel, le milieu hydraulique superficiel, ou un système d'infiltration). Ce type de tranchée est étanche, et protégé du milieu extérieur par un géotextile pour éviter les migrations de fines. L'eau pénètre dans la structure par ruissellement de la partie supérieur maintenue poreuse (engazonnement ou revêtement perméable) [US EPA] ou par injection directe. L'eau reste momentanément stockée pendant l'épisode pluvieux, puis est restituée à débit régulé vers l'exutoire. Le volume de stockage est

fonction de la granulométrie des matériaux utilisés ainsi que de la pente. On l'utilise en cas de perméabilité naturelle trop faible du sol, quand l'infiltration est impossible (périmètres de protection de captage, présence de nappe), ou quand les eaux sont trop fortement chargées.



Tranchée sous-trottoir
Av de la Grande Lande - GRADIGNAN
Source CETE du Sud-Ouest.

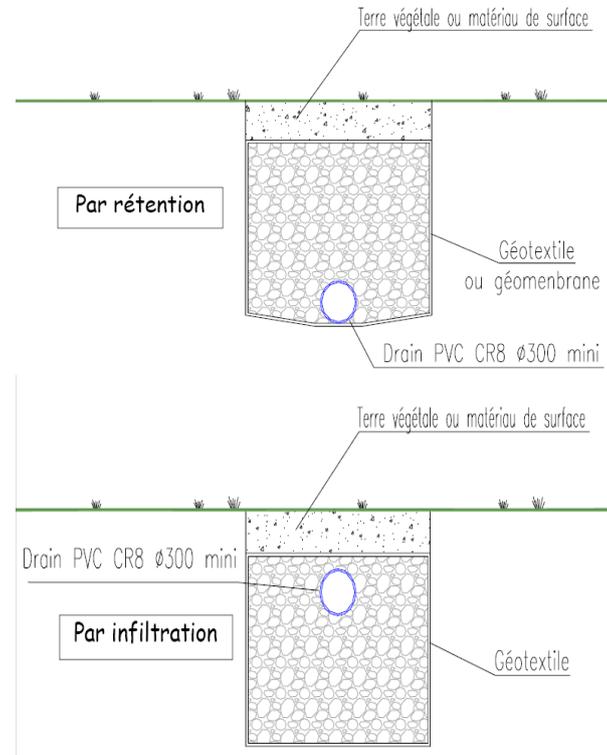


Figure 11 : Schéma de principe d'une tranchée drainante [Grande Toulouse 2006]

Dans les tranchées drainantes infiltrantes l'évacuation de l'eau pluviale se fait par infiltration directe dans le sol. On les utilise en cas de bonne perméabilité du sol [en général $k > 10^{-4}$ m/s], et si la nappe phréatique n'est pas en contact avec le fond de la tranchée. On peut également les coupler avec un écoulement régulé. Ceci peut permettre la vidange complète de l'ouvrage. Les tranchées d'infiltration exigent un traitement préparatoire ou « prétraitement » des eaux pluviales afin d'enlever les MES.

5.2.2. Avantages et Inconvénients

Le (tableau 17) résume les avantages et les inconvénients des tranchées (de stockage et d'infiltration).

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> - (tranchée d'infiltration). Réalimentation des nappes phréatiques - Réduction des débits de pointe et des volumes s'écoulant vers les exutoires. - (tranchée d'infiltration). Dépollution efficace des eaux pluviales par « filtration » par interception au travers de la structure. - Coûts relativement faibles - Mise en œuvre facile et maîtrisée. - Bonne intégration paysagère et dans le tissu urbain - Faible emprise foncière. - Les tranchées sont bien adaptées aux terrains plats où l'assainissement pluvial est difficile à mettre en place. - Les tranchées peuvent être couplées avec d'autres 	<ul style="list-style-type: none"> - Risque de colmatage possible, surtout pour les tranchées le long des voies circulées et arborées. - Risques de nuisances olfactives (stagnation d'eau, putréfaction de végétaux,...) par défaut de réalisation ou manque d'entretien. - Dépôts de flottants. Dépend de la nature des eaux retenues dans la tranchée et de la présence ou non d'un système de « dégrillage » en amont - Nécessité d'un entretien régulier spécifique (nettoyage de la structure réservoir, du drain, des bouches d'injection et des avaloirs...). - Pas adaptées à des terrains à forte pente - Technique tributaire de l'encombrement du sous-sol. - Pour les tranchées infiltrantes risque de pollution de la nappe.

Tableau 17 : les avantages et les inconvénients des tranchées (de stockage et d'infiltration)

5.2.3. La conception et le dimensionnement des tranchées

Il existe trois principaux types de tranchées :

- Les tranchées le long des voies circulées, placées sous le trottoir ou en limite de parking. Même si l'infiltration est possible, il faudra se donner la possibilité de diriger tout ou partie des eaux retenue vers un exutoire (naturel ou artificiel). En effet, l'expérience a prouvé que l'infiltration en fond de tranchée diminue au cours du temps à cause du phénomène de colmatage.

- Les tranchées permettant de réinfiltrer les eaux, de toitures par exemple : un drain permettra de répartir les eaux dans toute la tranchée et d'utiliser ainsi toute sa capacité de rétention et d'infiltration dans le sol ; ce drain est non-débouchant.
- Les tranchées autour des bâtiments : l'expérience a prouvé qu'aucun colmatage n'est constaté sur ces tranchées [Certu du Sud-ouest]. L'infiltration est suffisante pour ce type d'ouvrage

5.2.4. La conception

➤ Collecte des eaux

La collecte des eaux pluviales en amont et l'alimentation de la tranchée sont réalisées par :

- des bouches à grille ou avaloirs,
- des bouches d'injection, (avec filtre)
- des dalles,
- des canalisations,
- des caniveaux,
- des systèmes de « dégrillage », de pièges à flottants, de pièges à particules fines,
- des regards de répartition, des regards visitable ou permettant l'entretien.

➤ Le matériau de surface

Les matériaux peuvent être variés selon l'usage de la surface, ce qui facilite l'intégration de la tranchée au site. Ils peuvent être constitués de :

- couche de surface étanche (dalles,...), tout revêtement poreux est prohibé,
- galets,
- gazon,
- couche de sable sous le premier revêtement (qui assure une filtration des eaux collectées).

➤ Le matériau de remplissage

Il est choisi en fonction du rôle mécanique et hydraulique qu'on souhaite lui faire jouer, La tranchée est remplie un mélange de roulé, concassé ou galets de porosité supérieure à 30%, de matériaux alvéolaires ou de structures préfabriquées de porosité élevée jusque 90% afin de remplir la fonction hydraulique de l'ouvrage, c'est-à-dire la rétention de l'eau dans les vides de ce matériau. Dans le cas d'un parking avec une tranchée sous dalle de béton, le matériau de remplissage ne requiert pas de qualité mécanique, car la dalle répartit les efforts.

➤ L'interface tranchée-sol

- Mise en place d'un géotextile et/ou une géomembrane en fonction de la destination de la tranchée et du type d'eau retenue (possibilité de contamination, zone à « risques »),

- système anti-racines.
- L'interface tranchée-exutoire

L'exutoire peut être composé :

- d'un système de drainage des eaux stockées (ré-essuyage) par caniveau, cunette, ou drain d'évacuation,
- d'un regard visitable ou permettant l'entretien (tringlage, curage,...),
- d'un éventuel système de clapet de décharge,
- d'une éventuelle surverse de sécurité,
- d'un organe ou orifice de régulation.

5.2.5. Efficacité

Les tranchées d'infiltration peuvent améliorer la qualité des eaux pluviales. Une tranchée bien entretenue peut retirer aussi bien les polluants solubles que les polluants particulaires. La rétention s'opère par adsorption et par conversion biologique et chimique dans le sol. Le taux de rétention des polluants dépend de la nature du sol (les sols sablonneux étant moins efficaces que les sols plus imperméables pour retenir les nitrates et les métaux-traces). Les tranchées d'infiltration, même si elles conçues principalement pour la gestion qualitative des eaux pluviales, permettent d'obtenir les abattements présentés dans le (tableau 18).

polluant	MES	TP	TN	DCO	DBO5	Cu	Zn	Pb
Efficacité %	95	85	80	66	66	34	80	71

Tableau 18 : efficacité des tranchées d'infiltration

[T. SIMPSON et S. WEAMMERT. 2009] [T. R SCHUELER. 1997]

5.2.6. Conditions et domaine d'utilisation

Les aménagements réalisés sur les tranchées peuvent prendre la forme d'espaces verts, de chemins piétonniers, de voies d'accès pour les véhicules, ou de parkings.

Pour mettre en œuvre une solution technique d'infiltration (tranchée infiltrant), il faut s'assurer de la présence d'un horizon géologique favorable à l'infiltration, dans les couches superficielles (1m à 1,5m) [Grand Toulouse 2006]. Une étude hydrogéologique a précisé les vérifications suivantes :

- la perméabilité du sol doit permettre l'infiltration des eaux collectées dans un laps de temps « respectable » (durée d'infiltration après orage < 6h) ;

- la nature des couches géologiques du sol doit permettre l'infiltration des eaux de pluie et de ruissellement générées par deux épisodes pluvieux décennaux se succédant en l'espace de 24h ;
- la nature des couches géologiques du sol et l'environnement immédiat (habitation, sous sol, terrains pentus,...) doit être compatible avec l'infiltration (effondrements, glissements de terrain, création de « nappe » perchée provoquant l'inondation des sous sols,...).

5.2.7. L'Entretien

L'entretien est nécessaire pour un bon fonctionnement de la tranchée. Il consiste à ramasser régulièrement les déchets qui obstruent les dispositifs d'injection locale et à entretenir le revêtement drainant de surface. En ce qui concerne le géotextile de surface il faudra le changer après constatation visuelle de son colmatage.

5.3. Les chaussées à structure réservoir (CSR)

5.3.1. Principes de fonctionnement

La chaussée à structure réservoir supporte comme toute chaussée le stationnement, la circulation des véhicules et le transit piétonnier, mais de plus elle constitue un réservoir pour stocker les eaux pluviales dans ses couches constitutives. La CSR est caractérisée par :

- Le coefficient de vide définissant sa capacité de stockage des eaux.
- La résistance à la compression définissant sa solidité et ses domaines d'utilisation.

Elle est assimilable à un bassin de rétention enterré rempli de matériaux poreux naturels ou préfabriqués. Les CSR ont pour objet d'écarter les débits de pointe de ruissellement dans le corps de chaussée, et de retarder l'écoulement de l'eau. Elles peuvent également diminuer les volumes transitant dans les réseaux par infiltration dans le sol support.

(Y.AZZOUT .S.BARRAUD, F .N, CRES, E.ALFAKI 1994)

Le fonctionnement hydraulique des CSR est assuré par l'injection immédiate de l'eau dans le corps de la chaussée, par le stockage temporaire de l'eau à l'intérieur et enfin par son évacuation lente.

5.3.2. Les différentes structures

Les eaux pluviales sont collectées soit localement par un système d'avaloirs ou après ruissellement sur une surface étanche munie de bouches d'injection à grille, et de drains qui les conduisent dans le corps de chaussée, ou réparties par infiltration immédiate à travers un revêtement drainant ou des pavé poreux.

L'évacuation des eaux stockées peut être répartie (infiltration directement dans le substratum) ou localisée (restitution de l'eau stockée vers un réseau d'assainissement, un puits, voire un cours d'eau à l'aide des drains). Cette évacuation peut être combinée (répartie et localisée) selon les choix effectués. La (figure 12) et le (tableau 19) résument les différents de fonctionnements des CSR.

1	injection répartie (enrobé drainant)	évacuation localisée (drain d'évacuation et de vidange)
2	injection localisée (enrobé classique)	évacuation localisée (drain d'évacuation et de vidange)
3	injection localisée (enrobé classique)	évacuation répartie (infiltration)
4	injection répartie (enrobé drainant)	évacuation répartie (infiltration)

Tableau 19 : Les différentes structures de CSR [AGENCE DE L'EAU Artois Picardie]

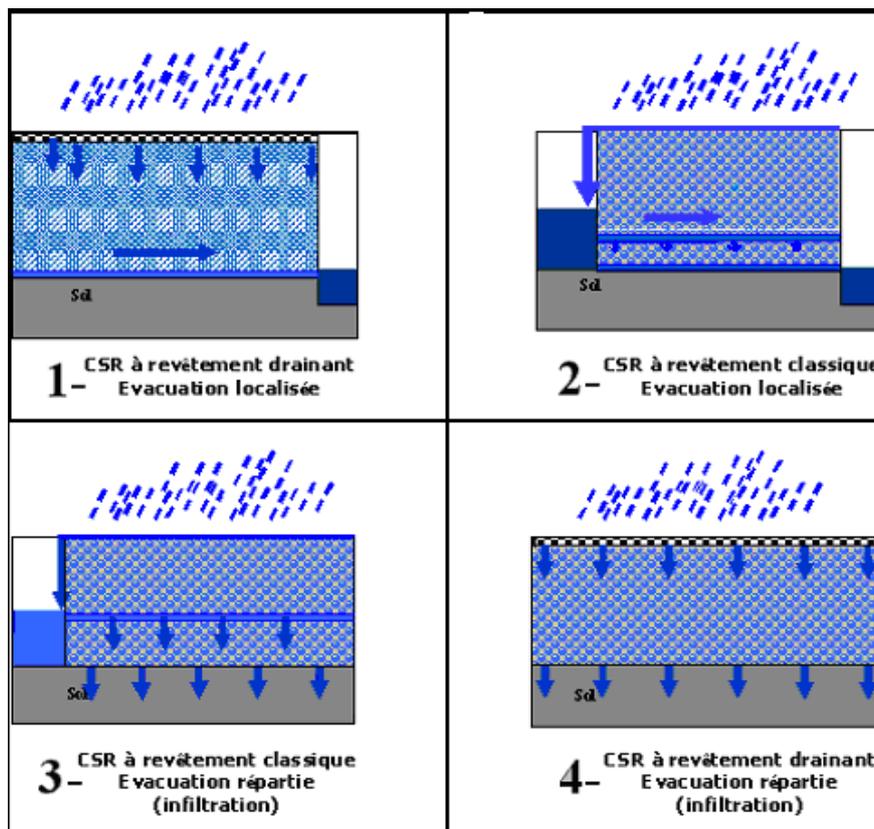


Figure 12 : Les différents types de fonctionnement de CSR

5.3.3. Les avantages spécifiques et les points forts

- Diminution, voire suppression des réseaux d'assainissement et de leurs ouvrages annexes, ce qui rend le système financièrement compétitif en milieu urbain, lorsque les emprises foncières nécessaires à la réalisation d'autres solutions plus économiques telles que les noues et fossés ne peuvent être acquises.
- écrêtement des débits et diminution du risque d'inondation
- dépollution efficace des eaux pluviales par décantation et « filtration » par interception des particules au travers de la structure (dépendant du type de structure)
- la CSR s'insère en milieu urbain sans consommer d'espace supplémentaire.
- Le revêtement drainant :
 - peut diminuer les bruits de roulement jusqu'à 3 dBA. Cette amélioration est d'autant plus valable que les bruits des pneumatiques sont prépondérants (au-dessus de 70 km/h), ceci tant que l'enrobé n'est pas colmaté. [Certu. 1998].
 - améliore l'adhérence et diminue le risque d'aquaplanage.
 - améliore le confort de l'utilisateur en supprimant les flaques d'eau, le reflet des phares, en améliorant la visibilité du marquage horizontal.
 - piège les polluants par décantation.
- L'infiltration dans le sol alimente en eau la nappe en milieu urbain et améliore la végétation.
- En cas de réhabilitation complète de chaussée, limitation des problèmes d'intersections avec les différents réseaux: électricité, eau, gaz, etc...

5.3.4. Les inconvénients et les points faibles

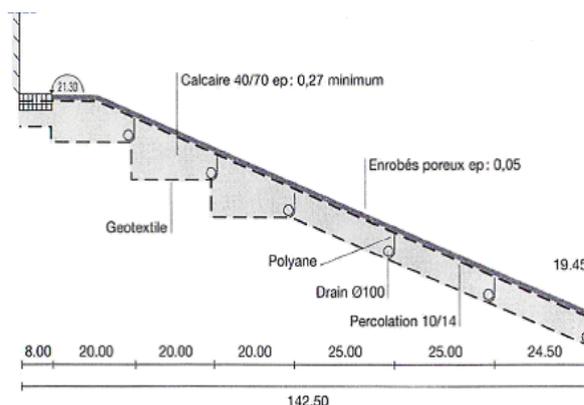
- Dépôt de boues de décantation qu'il faut évacuer lorsque leur quantité induit une modification du volume utile de rétention. Cependant, la formation de ce dépôt prend beaucoup de temps car les volumes générés sont très faibles.
- Phénomène de colmatage de la chaussée à structure réservoir avec un revêtement poreux et problèmes de viabilité hivernale associés.
- Risque de pollution de la nappe, dans le cas de l'évacuation des eaux par infiltration dans le sol support.
- Sensibilité au gel surtout pour l'enrobé drainant.
- Nécessité d'un entretien régulier des couches de revêtement drainant afin de limiter les problèmes de colmatage.
- Difficilement applicable pour des terrains naturels à forte pente.

5.3.5. Conditions et Critères à vérifier pour une bonne réalisation d'une CSR

➤ La structure réservoir

a) En cas de fort trafic la CSR demande des précautions particulières en raison des propriétés mécaniques limitées des matériaux poreux. Par contre les CSR sont bien adaptées pour résoudre les problèmes d'assainissement posés par les surfaces importantes à trafic léger comme les parkings de zones commerciales ou d'aéroports.

b) Si la pente du terrain est trop importante (à partir de 1%), elle réduit la capacité de stockage dans les matériaux poreux, elle peut aussi provoquer une accumulation de l'eau dans les points bas et son débordement sur la chaussée. pour améliorer la capacité de stockage on peut augmenter l'épaisseur du matériau ou mettre en place des cloisons (figure 13) [STU. 1993] Sur un terrain plat, il n'y a pas de risque de débordement, mais la durée d'évacuation peut être longue. Il est donc souhaitable de donner de légères pentes ($\leq 1\%$) au fond de la structure poreuse pour éviter les stagnations locales d'eau.



H : 1/500 V : 1/20



15 ha aménages assainissement pluvial
(12 ha de parking + 3ha de toitures)

Figure 13 : Parking Leclerc Saint Médard (33), (source CETE du Sud- Ouest)

➤ La collecte

- Si l'enrobé drainant est correctement dimensionné, il peut supporter un trafic lourd, (d'après les retours d'expérience à Paris et Bordeaux). Par contre pour les faibles trafics, des compositions d'enrobé drainant très ouvertes permettront un entretien efficace.
- Les CSR composées de revêtements compacts (classiques) sont recommandées pour les zones à forte pollution comme les marchés, les stationnements, une rue arborée ..., où

l'alimentation de la structure réservoir peut se faire par ruissellement direct en utilisant des bouches d'injection ou bien par mise en charge grâce à un drain.

- Pour éviter l'effet du gel en surface du revêtement drainant il faut utiliser deux fois plus de sel qu'on en utilise pour les revêtements classiques. L'utilisation du sablage et des fondants chimiques contenant des particules insolubles est à proscrire pour éviter le colmatage.

➤ L'évacuation

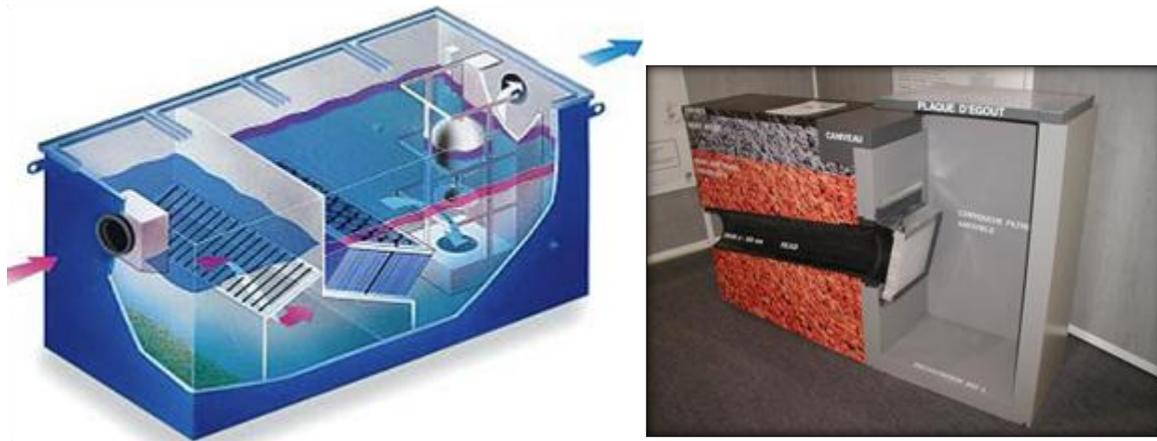
L'évacuation des eaux stockées dans la structure est assurée par infiltration ou par restitution contrôlée à l'aval.

- Par infiltration

- Dans le cas où les propriétés du sous-sol sont suffisantes (perméabilité comprise entre 10^{-5} et 10^{-3} m/s et portance suffisante en présence d'eau), l'interface entre le sol et la structure réservoir est constituée d'un géotextile et l'eau est évacuée de façon répartie par infiltration sous la chaussée dans le sol support via ce géotextile. Avec une perméabilité plus faible (inférieure à 10^{-5} m/s) il est préférable de rechercher des horizons plus perméables, avec un puits d'infiltration par exemple. En général en cas d'évacuation par infiltration, il faut une étude hydrogéologique pour s'assurer de la présence d'horizons géologiques favorables. Grâce à ces études on vérifie que la perméabilité du sol permet l'infiltration des eaux collectées dans un laps de temps respectable (durée d'infiltration après orage <6h)
- L'épaisseur de sol situé entre le réservoir et la nappe doit assurer la protection de la nappe. Généralement il est conseillé d'avoir une distance minimale de (1 m) entre le fond d'ouvrage et le niveau des plus hautes eaux.
- En cas de risque de pollution accidentelle, il faudra prévoir des dispositifs de prétraitement en amont de l'infiltration, comme un décanteur lamellaire, un déshuileur, un débourbeur...ou un filtre (Ex: filtre ADOPTA) avant injecter l'eau dans le corps de chaussée (figure 14). En cas de très fort risque de pollution accidentelle, l'évacuation par infiltration est à proscrire.

- Restitution contrôlée

- Dans le cas où l'infiltration est impossible, l'interface matériaux poreux / sol est étanche (géomembrane) et l'eau est évacuée de façon localisée vers un exutoire par des orifices calibrés placés dans des regards.



Séparateur d'hydrocarbures avec débourbeur,
(Saint dizier environnement)

Bouche d'injection avec un filtre
ADOPTA

Figure 14 : dispositif en cas de risque de pollution accidentelle

5.3.6. Conception et dimensionnement des CSR

❖ Volume de rétention

Après avoir rassemblé les résultats des études (topographiques, délimitation des bassins versants, caractéristiques mécaniques et hydrauliques des sols, caractéristiques de la nappe,...), il faut calculer le volume de rétention nécessaire. Le dimensionnement d'une CSR se base sur deux aspects :

- Dimensionnement mécanique.
- Dimensionnement hydraulique.

Le dimensionnement mécanique des CSR est le même que celui des chaussées classiques. Le trafic, le sol support, et les propriétés mécaniques des matériaux jouent un rôle pour déterminer l'épaisseur de la chaussée. On peut appliquer les règles de conception disponibles dans les documents et les guides techniques [SETRA et LCPC].

Le dimensionnement hydraulique aboutit à une épaisseur de matériau à mettre en place pouvant contenir un certain volume d'eau. On utilise une méthodologie similaire à celle utilisée pour le dimensionnement des bassins de rétention : modélisation numérique via un modèle d'hydrologie urbaine, en utilisant des événements pluvieux exceptionnels réels ou synthétiques, ou à défaut (ou quand les volumes générés sont relativement faibles) utilisation des méthodes de l'Instruction Technique de 1977 pour évaluer le volume d'eau à stocker.

Après avoir calculé le volume de stockage, on calcule l'épaisseur de matériau comme suivant :

$$e = \frac{V}{\alpha \cdot S}$$

e : Epaisseur de matériau (m).

V : Volume d'eau à stocker (m³).

S : Surface de stockage.

α : porosité du matériau

À l'issue de deux dimensionnements (mécanique et hydraulique), on retient l'épaisseur de matériau la plus importante. C'est en général celle venant du dimensionnement mécanique.

❖ Choix des matériaux de constitution d'une CSR

➤ **Revêtement de surface**

Dans le cas de matériaux de surface imperméables on utilise une couche de surface étanche (enrobé étanche, dalles.....). Le dimensionnement de cette couche se fait de façon classique.

Dans le cas de matériaux de surface perméables, on utilise une couche de surface drainante (revêtement drainant). Parmi les matériaux perméables utilisés se trouvent les enrobés drainants, les bétons poreux, et les pavés poreux. Les nouvelles générations d'enrobés drainants sont plus ouvertes, ce qui diminue la vitesse de colmatage.

Les pavés poreux sont en général constitués de béton. Ils sont posés sur une couche de sable grossier pour faciliter leur calage et assurer une filtration des eaux. Un géotextile doit être placé sous le lit de sable. L'absorption de surface d'un pavé poreux est de l'ordre de 10⁻³ m/s et sa porosité varie de 20 à 30 %. son épaisseur varie de 6 à 12 cm. [Certu.1998]

➤ **La couche de stockage**

Les matériaux peuvent être naturels ou préfabriqués.

- Les matériaux naturels non traités (porosité aux alentours de 30%) :

Ce sont des matériaux non liés poreux, généralement constitués de gravillons et appelés le plus souvent graves non traitées poreuses. Ces matériaux peuvent être des massifs de galets ou de graviers, du roulé, du concassé, ou de la grave. Les sables ne peuvent pas être utilisés comme matériaux de stockage. La porosité est constituée par les vides inters granulaires.

Les différents matériaux sont définis par leur composition et leurs caractéristiques granulométriques qui vont déterminer leur utilisation, ainsi que par leurs caractéristiques

hydrauliques qui vont définir leur capacité de stockage. La granulométrie de ces matériaux est :

- Diamètre minimum des granulats : 10 à 20 mm ($d > 10$ à 20 mm).
- Diamètre maximum des granulats : 100 mm ($D < 100$ mm).
- Rapport D/d le plus grand possible pour assurer une bonne stabilité ($D/d > 3$) [Grand Toulouse.2006]

Ils doivent vérifier les essais de résistances mécaniques et doivent présenter les qualités suivantes : durs, sans sable, propres, concassés, et insensibles au gel et à l'eau.

Pour les caractéristiques de porosité de ces matériaux :

- la porosité totale doit être comprise entre 35 et 50 %.
- La porosité utile doit être comprise entre 30 et 45 %.
- La perméabilité obtenue est voisine de 10 cm/s.

- Les matériaux préfabriqués

Ce sont des matériaux en plastique ou en composé similaire qui sont, de par leur coefficient de vide très élevé, bien plus performants que les structures en matériaux naturels.

Les matériaux préfabriqués utilisés sont :

- les structures alvéolaires.
- les structures en nid d'abeilles.
- les structures en casier.
- le « nouille » béton.

Ce sont des matériaux très légers donc à mise en œuvre facile, de porosité supérieure à 90 % avec forte résistance à la compression, avantageux dans le cas de terrains pentus ou lors de la réhabilitation de chaussées, et insensibles à la plupart des agents chimiques, aux microorganismes, et aux moisissures...

Mais en même temps ils ont un coût plus élevé, et ne permettent pas l'infiltration des eaux retenues.

Les caractéristiques mécaniques des différents matériaux préfabriqués doivent être conformes aux normes leur est supérieure à 60 % et peut aller jusqu'à 90-95%.

Le (tableau 20) montre les domaines d'utilisation des matériaux naturels et préfabriqués utilisés dans la couche de stockage des CSR.

Matériaux		Type de trafic	Mise en œuvre	Capacité de stockage	Colmatage	coût
Matériaux	Semi concassés de faible granulométrie	Tous trafics*	Facile	Moyenne	+++	Faible
naturels	Concassés de moyenne à forte granulométrie	Tous trafics*	Facile	Bonne (30 à 40 %)	++	faible
Matériaux préfabriqués		Tous trafics*	Très facile	Très bonne (> à95%)	+	Elevé

* : places, parking, trottoirs, voies piétonnes, sols sportifs, voiries à trafic léger, moyen ou élevé pour véhicules légers et poids lourds.

Source : « techniques alternatives en assainissement pluvial », réalisé par le groupe de travail G.R.A.I.E, L.C.P.C, Certu, Agence de l'eau.

Tableau 20 : Domaines d'utilisation des matériaux de couche de stockage des CSRs

➤ Enrobé drainant

Le béton asphaltique (BA) ou enrobé classique présente une structure à grain fin et n'est pas perméable à l'eau. Par temps de pluie, des projections d'eau gênent la circulation. L'enrobé drainant présente une structure à gros granulats, et donc une structure ouverte qui permet un drainage plus rapide des eaux de pluie et qui supprime le problème des projections d'eau.

L'enrobé drainant comporte une porosité, de l'ordre de 20 % occupée par de l'air en l'absence de précipitations. Il constitue un matériau plus isolant qu'un béton bitumineux et donc une barrière thermique à la surface de la chaussée. Ainsi, la contribution de l'énergie géothermique sur la température de surface de la chaussée est plus faible pour un enrobé drainant que pour un béton bitumineux.

Une étude menée en 1995 par la DDE (Direction Départementale de l'Équipement) du Cher sur dix planches différentes d'enrobés drainants réalisés en 1988 montre qu'ils présentent un aspect toujours satisfaisant par rapport aux enrobés classiques. L'aspect visuel et l'adhérence au bout de sept ans sont très satisfaisants, excepté sur des traces accidentelles. Le vieillissement mécanique de l'enrobé drainant n'est donc plus rapide que celui d'un enrobé classique, et il

conserve de bonnes propriétés hydrauliques [P. POTDEVIN. 1997]. La (figure 15) montre l'évolution de la vitesse d'infiltration en fonction de l'âge de l'enrobé drainant (vitesse d'infiltration - gains moyens en cm/s) dans quatre zones différents [CETE Sud- Ouest].

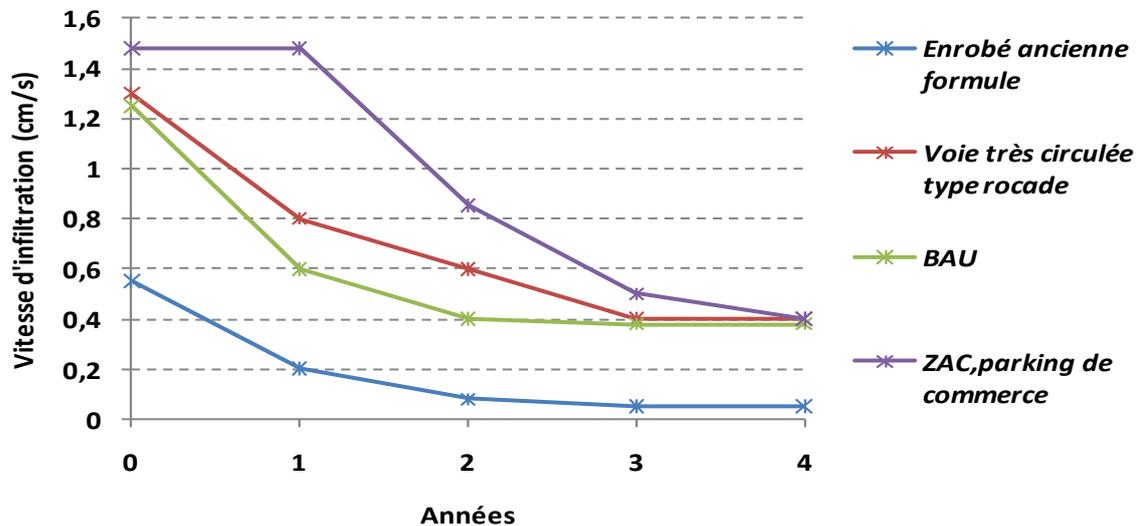


Figure 15 : Évaluation de la vitesse d'infiltration en fonction de l'âge de l'enrobé drainant

Lorsque les enrobés poreux se colmatent à cause de travaux, de dépôt de résidus la perméabilité de l'enrobé devient quasi nulle. Il devient alors étanche et n'absorbe plus l'eau de pluie, entraînant des inondations en surface. La (figure 16) montre les tests de perméabilité effectués sur des structures réservoir à revêtement poreux à Douai [ADOPTA]. A gauche, le test est réalisé avec 8 litres d'eau. On peut constater l'effet néfaste du colmatage. L'eau ne peut plus s'infiltrer et ruisselle sur la chaussée. La photo de droite montre la rapidité avec laquelle une chaussée de ce type peut absorber une centaine de litres d'eau lorsque le revêtement poreux est en bon état.



Figure 16 : Démonstration de la perméabilité des enrobés poreux sur la résidence Delestraint, Lambres-lez-Douai

5.3.7. Efficacité des CSR

Ces systèmes permettent d'épurer les eaux par décantation et filtration à travers les matériaux de la structure poreuse.

Les études réalisées sur les effets des chaussées à structure réservoir ont été limitées au cas de chaussées avec un revêtement de surface en enrobé drainant.

Elles se sont axées sur la pollution chronique d'origine routière (métaux lourds principalement). La méthodologie consiste à analyser la qualité des eaux à l'exutoire de la chaussée poreuse à structure réservoir et à mesurer simultanément la qualité des eaux pluviales des chaussées imperméables à proximité.

La comparaison des teneurs en polluants des échantillons permet de déterminer l'efficacité épuratoire de la chaussée poreuse à structure réservoir. Les abattements de pollution obtenus suivant cette méthodologie sur différents sites expérimentaux sont présentés dans le (tableau 21).

Référence	Site	MES	DCO	Pb	Zn	Cu	Cd
(RANCHET et al.1993)	Paris chaussée monocouche drainante	70%	54%	78%	47%		
(BALADES et al1992)	Bordeaux parc d'échange du Caillou	36%	79%	86%			
(HOGLAND et al 1987)	Suède rue de Lund [enneigée]	95%		50%	62%	42%	
(TIRETON.1993)	Bègles parking du 14 Juillet	59%	54%	64%	60%		30%
(COLANDINI. V. 1997)	Nantes Chaussée réservoir site de Rezé	61%		81%	67%		62%

Tableau 21 : Abattement moyen des pollutions des chaussée à structure réservoir

Les données du tableau montrent que les chaussées poreuses à structure réservoir filtrent et retiennent les MES.

Le faible abattement obtenu sur le site du parc d'échange du Caillou est peut être lié à un relargage de particules fines présentes dans les matériaux constitutifs de la chaussée en fonctionnement seulement depuis quelques mois. Le transfert des eaux pluviales dans ce type d'ouvrage permet de réduire de 50 à 86 % les concentrations totales en Plomb et de 47 à 62 % les teneurs totales en Zinc.

5.3.8. Entretien des CSR

❖ Revêtement

Pour les revêtements perméables, on nettoiera préventivement la chaussée par une simple aspiration sur toute sa largeur. En curatif, le lavage à l'eau sous haute pression combiné à l'aspiration donne des résultats satisfaisants : l'enrobé retrouve les niveaux d'absorption d'origine, soit 10^{-2} m/s. L'expérience bordelaise montre que deux passes suffisent et que la très haute pression ($P > 400$ bars) n'est pas nécessaire.

Pour les revêtements imperméables (enrobé étanche) avec des bouches d'injection, un simple balayage ou aspiration est suffisant. Un curage régulier des filtres de bouches d'injection est par ailleurs nécessaire pour éviter leur colmatage au rythme d'un curage par semestre) [\[ADOPTA\]](#).

Le nettoyage de la surface réduira les risques de pollution de la couche de stockage en matériaux poreux.

❖ La structure réservoir

Quelques précautions doivent être prise en cas de travaux, notamment quand les parois latérales des tranchées ne ont pas verticales. Lors du remblayage il faudra reconstituer la structure poreuse à l'identique ou au moins assurer les écoulements à sa base. D'autre part, afin d'éviter la migration d'éléments fins vers les matériaux poreux de la structure réservoir, il faut éviter de mettre celle-ci en contact avec des matériaux constitués de tels éléments. Pour cela on peut éventuellement protéger les matériaux poreux par un géotextile.

La (figure 17) montre les schémas de principe des chaussées à structures réservoir par infiltration et par rétention [\[Communauté d'Agglomération du Grand Toulouse version 2006\]](#).

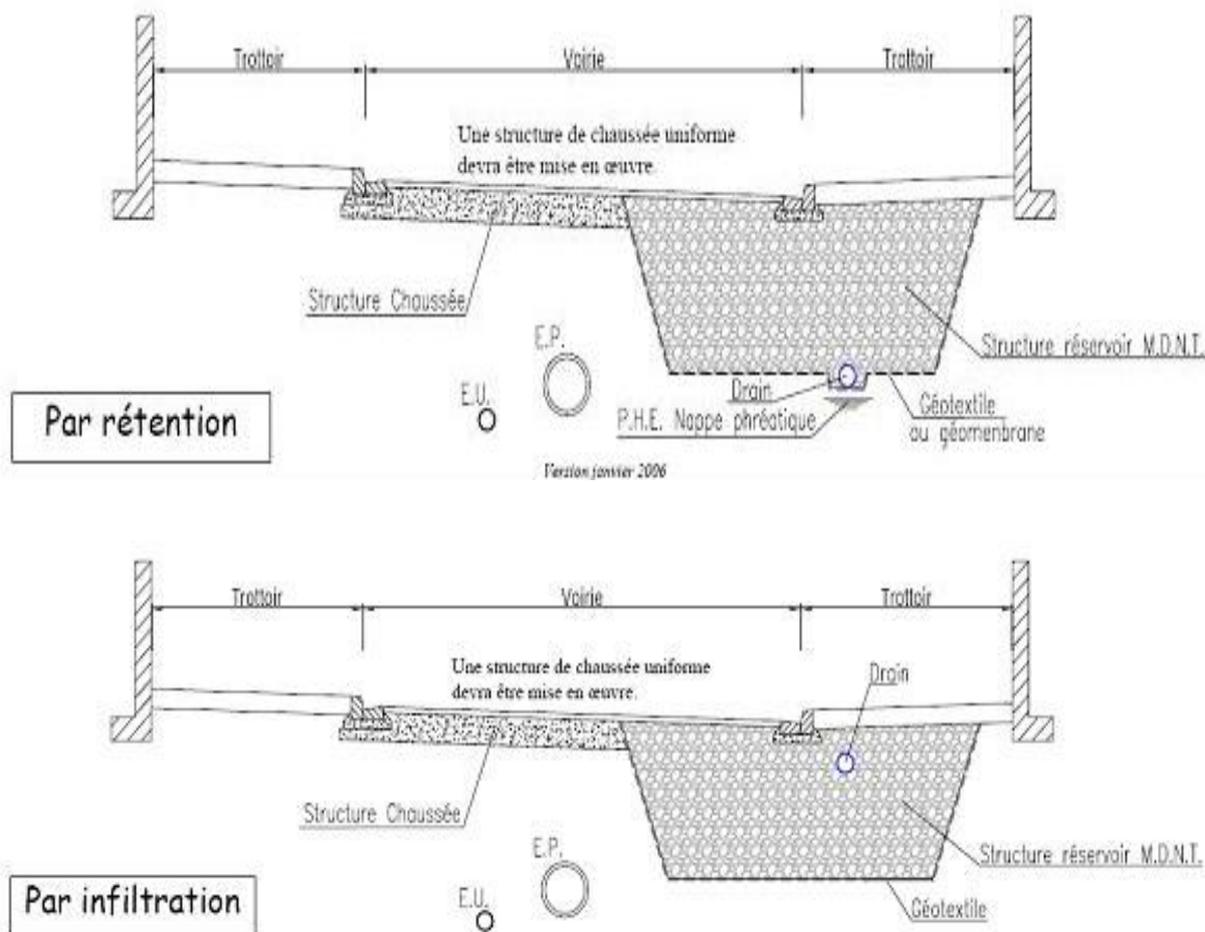


Figure 17 : Schémas de principe des chaussées à structures réservoir par rétention et par infiltration

5.4. Les bassins de retenue et les bassins d'infiltration

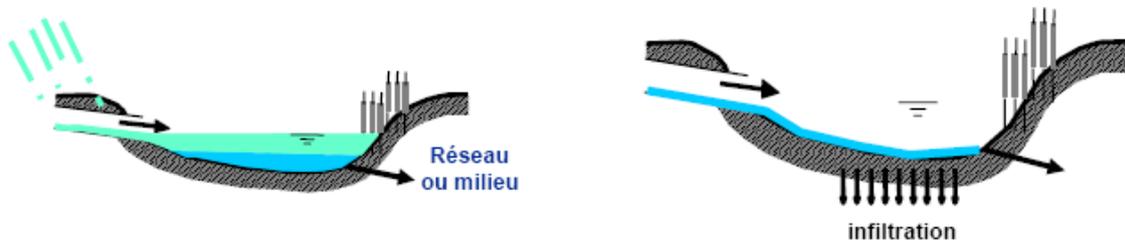
5.4.1. Principes de fonctionnement

Les bassins sont des ouvrages de stockage, de décantation et/ou d'infiltration (figure 18). L'eau est collectée par un ouvrage d'arrivée, stockée dans le bassin, puis évacuée à débit régulé soit par un ouvrage vers un exutoire de surface (bassin de retenue), soit par infiltration dans le sol (bassin d'infiltration).

On distingue différentes configurations :

- Les bassins enterrés, réalisés en béton ou utilisant des éléments préfabriqués comme des canalisations surdimensionnées.
- Les bassins à ciel ouvert, excavations naturelles ou artificielles, avec ou sans digues.
- Les bassins en eau qui conservent une lame d'eau en permanence, ou secs qui sont vides la majeure partie du temps, remplis en fonction des pluies.

Les bassins sont situés en domaine public, où on leur attribue un autre usage valorisant les espaces utilisés, soit en lotissement, ou encore chez le particulier. En général, ils participent à l'amélioration du cadre de vie : bassins d'agrément, espaces verts, terrains de jeux.



Bassin en eau

Parc technologique de Saint-Priest Porte des Alpes



Bassin sec

Aménagé en vélodrome-Vitrolles (13)

Figure 18 : Les bassins de retenue et les bassins d'infiltration (Source Certu)

Les bassins sont constitués de trois parties : un ouvrage d'alimentation, une zone de stockage et un ouvrage de régulation garantissant le débit de fuite.

Ils peuvent intercepter des eaux pluviales stricto sensu ou des eaux unitaires, et restituer les eaux (à débit contrôlé et après l'averse) vers le réseau principal, le sol par infiltration, ou le milieu naturel. Ils peuvent être alimentés systématiquement, en étant placés à l'exutoire d'un réseau ou n'être alimentés par surverses qu'en cas de saturation du réseau, en étant en dérivation.

Mais les bassins ont aussi une fonction de piégeage de pollution très importante, par le dégrillage grossier pour piéger les matériaux flottants (feuilles, plastiques..), et par la décantation des MES. Selon la conception du bassin on peut maîtriser et optimiser la dépollution. Elle doit être réalisée en amont des ouvrages d'infiltration et des espaces multi

usages. Dans les bassins en eau ou dans les zones humides, des phragmites ou roselières peuvent améliorer l'épuration naturelle de l'eau.

5.4.2. Avantages et Inconvénients

Le (tableau 22) résume les avantages et les inconvénients des bassins de retenue et des bassins d'infiltration.

Les avantages et les points forts	Les inconvénients et les points faibles
<ul style="list-style-type: none"> - Réduction des débits de pointe à l'exutoire - Bonne intégration paysagère possible et création de zones vertes en milieu urbain ou périurbain. - Sécurité hydrologique : augmentation considérable des volumes de stockage avec quelques centimètres supplémentaires de marnage ou de profondeur. - Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation des particules et piégeage et traitement des pollutions accidentelles possibles. - Les bassins en eau sont des plans d'eau, lieux de promenades et d'activités. - Pour les bassins enterrés, aucune emprise foncière. - L'infiltration dans le sol permet de recharger la nappe phréatique. - Fonctions pratiques des bassins en eau : réserve incendie ou pour arrosage. - C'est une technique ancienne dont la mise en œuvre est bien connue. 	<ul style="list-style-type: none"> - Les bassins de rétention peuvent avoir une emprise foncière importante. - Le risque lié à la sécurité des riverains pour les bassins en eau. - Entretien régulier spécifique indispensable pour limiter les risques de colmatage et de stagnation des eaux selon les types de bassins. - Dépôts de boues de décantation qu'il faut évacuer lorsque leur quantité induit une modification du volume de rétention. Cependant, la formation de ce dépôt prend beaucoup du temps car les volumes générés sont très faibles. - Pollution de la nappe pour les bassins d'infiltration. - Dépôts de flottants, en cas de non présence d'un système de dégrillage en amont. - les bassins enterrés sont souvent très techniques, avec un coût de réalisation élevé.

Tableau 22 : les avantages et les inconvénients des bassins de retenue et les bassins d'infiltration.

5.4.3. Conditions et Critères à vérifier pour une bonne réalisation des bassins

Les bassins de rétention sont des ouvrages surtout adaptés aux milieux périurbains ou ruraux compte tenu de la surface foncière nécessaire. Afin de réduire l'impact financier que cela représente, on cherchera à lui conférer une utilisation plurifonctionnelle (aire de jeu, de détente ...). Durant la phase de conception, on s'assurera que la vidange des eaux du bassin de rétention, sont effectuée dans un laps de temps « respectable » pour que le bassin puisse être fonctionnel lors d'évènement pluvieux successifs, pour des raisons de sécurité des riverains et de salubrité (durée de vidange après l'orage < 6h maximum). Il faut éviter tout rejet provenant de zones de proximité telles que les zones d'activités commerciales ou industrielles générant des pollutions ; un compartimentage du bassin où des protections spécifiques peuvent s'imposer. Pour assurer l'entretien du bassin, il est important que celui-ci ait un usage secondaire, ce qui permet d'assurer sa pérennité.

❖ Le bassin en eau

Leur taille varie en fonction de leur utilité. Elle peut varier de la petite mare en fond de jardin jusqu'au lac accueillant des activités nautiques. Quelle que soit leur taille, ils abriteront toujours un «écosystème» aquatique dont l'équilibre dépendra des variations de volume et de la qualité des apports pluviaux. Pour une bonne réalisation de ce type de bassin il faut vérifier les paramètres suivants :

- pour satisfaire à l'usage secondaire lié à l'eau, l'eau du bassin doit être d'assez bonne qualité, sans flottants, ni irisation par des produits pétroliers ou huileux ; le dégrillage efficace en tête de bassin est recommandé, avec des accès et aménagements paysagers des berges.
- Réaliser une étude hydrogéologique pour s'assurer de la permanence du plan d'eau.
- Si l'infiltration est possible et que l'ouvrage n'a pas d'autre exutoire il faut s'assurer de la capacité d'infiltration du sol pour éviter de longs temps de séjour.
- Eviter les nuisances par stagnation et développement de micro-algues.
- Pour éviter les chocs thermiques et la prolifération de végétaux dressés, un plan d'eau permanent avec une profondeur plus que 1,5 m est suffisant.
- Pour la sécurité des riverains il faut assurer un faible marnage, et une pente maximum de berge de 3/1.
- Constituer des digues ou merlons < 5 m ; (une attention particulière doit être apportée aux études géotechniques et un avis ou une étude de stabilité mécanique est nécessaire selon les conséquences d'une défaillance de l'ouvrage sur la sécurité publique).

- Dimensionner et mettre en œuvre une surverse de sécurité de type déversoir (prise en compte d'un phénomène hydrologique au-delà du dimensionnement et des conséquences sur l'aval).
- Mettre en place un système d'évacuation efficace.

La (figure 19) illustre le schéma de principe d'un bassin en eau [Grand Toulouse 2006].

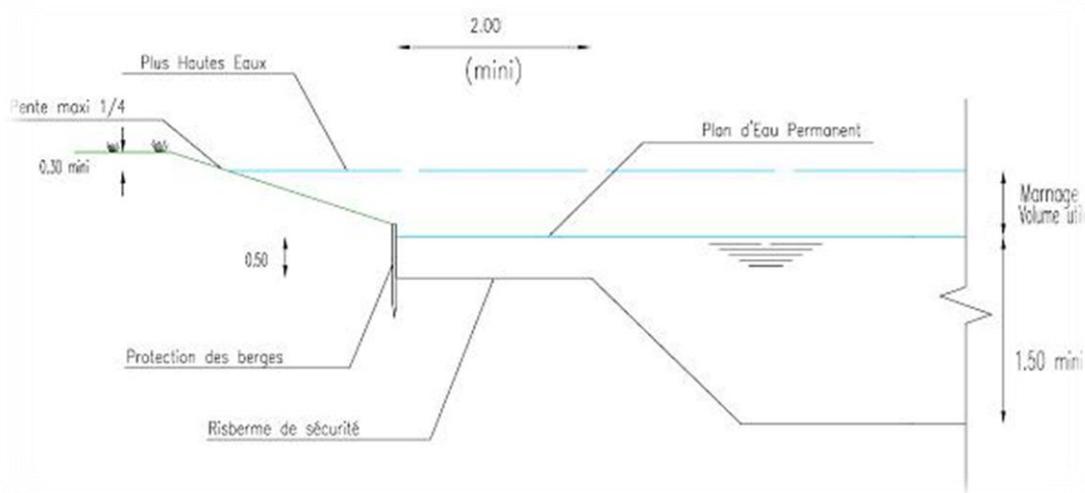


Figure 19 : Schéma de principe d'un bassin en eau (Grand Toulouse)

❖ Le bassin sec

Un bassin sec à ciel ouvert (figure 20) est situé au niveau du terrain naturel et se vidange complètement suite à un épisode pluvial. Le volume de stockage disponible est égal au volume utile du bassin. On peut distinguer deux types :

Bassin sec planté ou enherbé : Son fond, à très faible pente, est habituellement constitué d'une prairie, d'un espace planté ou engazonné.

Bassin sec revêtu : l'étanchéité de son fond, des berges et des talus, est assurée par géomembrane, béton, enrobé,.... Ainsi, tout risque de contamination du sol par des pollutions éventuelles est évité.

Pour une bonne réalisation de ce type de bassin il faut vérifier les paramètres suivants :

- Les hauteurs d'eau atteintes doivent être faibles. Pour éviter la détérioration des berges en cas de remplissage fréquent et de la possibilité de battillage, un renforcement des berges par dalle béton-gazon ou géotextile, est recommandé.
- Dans le cas de mise en œuvre d'une structure étanché de type béton enrobé ou géomembrane, il faut assurer un très bon réglage du niveau de fond en évitant toute stagnation à l'aide d'une cunette centrale d'évacuation des eaux.

- La fréquence d'utilisation doit être assez faible et les durées de submersion pas trop longues.
- Pour maintenir le bassin à sec, un drainage général est souvent nécessaire ; il permet d'évacuer les eaux de nappe, de conserver toute la capacité de l'ouvrage et d'assurer une portance minimale du fond du bassin.

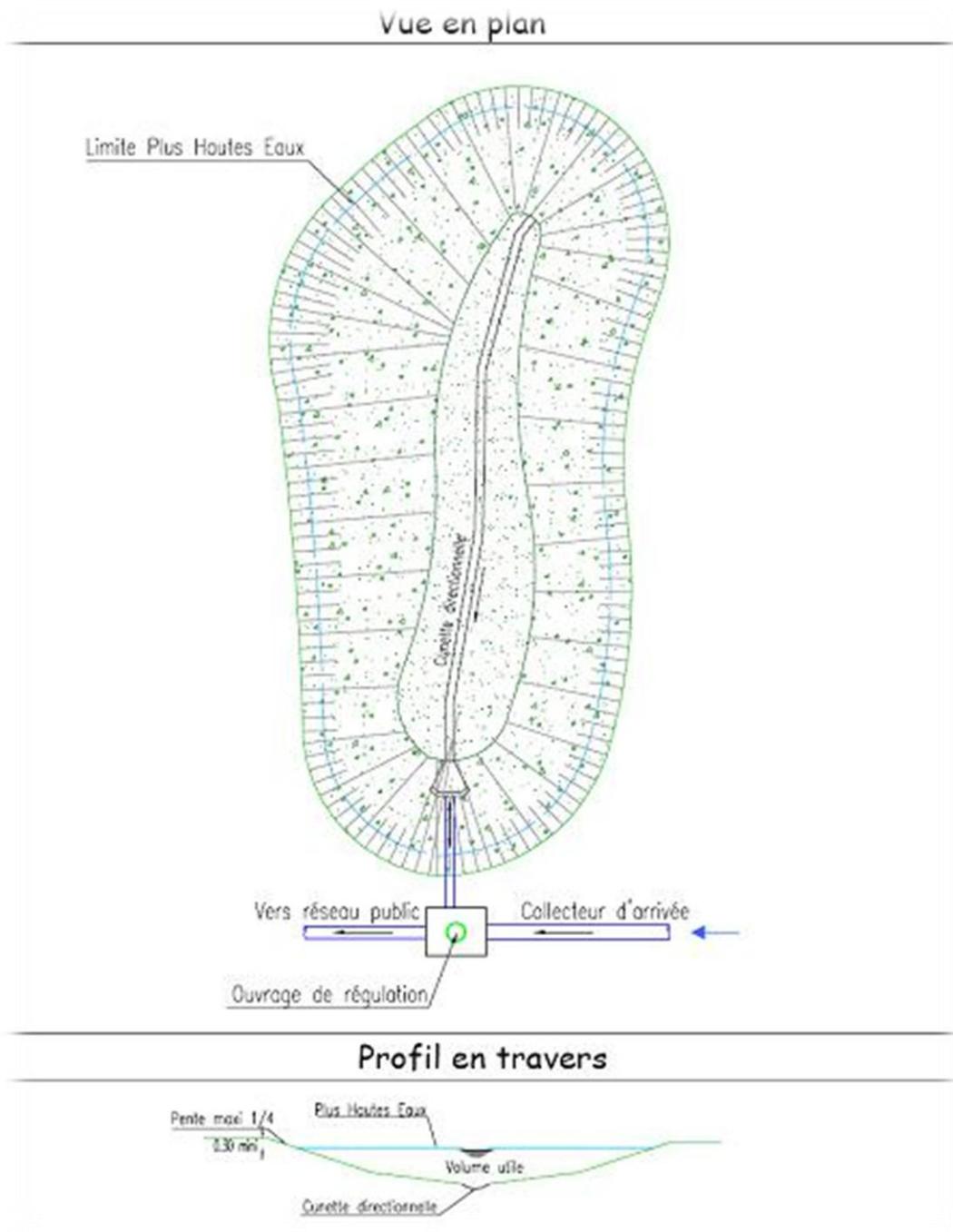


Figure 20 : Schéma de principe de bassin à sec (Grande Toulouse)

5.4.4. Dimensionnement de bassin de rétention (cas général)

Pour l'évaluation de l'efficacité de décantation des bassins à sec, on retient généralement « la méthode de la vitesse de sédimentation » [Guide d'assainissement.2008]. Le principe de base est de limiter la vitesse horizontale pour favoriser la chute des particules. Le dispositif devra bien entendu être dimensionné en tenant compte des caractéristiques des particules, et en supposant qu'on a un régime hydraulique bien défini (tranquillisation de flot à l'entrée). Le dimensionnement se fait en privilégiant la vitesse verticale par rapport à la vitesse horizontale dans l'ouvrage :

- Décanteur à niveau constant :

$$S > \frac{Q}{V_s}$$

Avec :

S la surface du décanteur, Q le débit et V_s la vitesse de sédimentation des particules les plus fines dont la décantation est souhaitée.

- Décanteur à niveau variable :

$$S > \frac{(0.8 \times Q_e) - Q_f}{V_s \times \log(0.8 \times Q_e / Q_f)}$$

Avec : S la surface du décanteur, Q_e le débit de pointe d'entrée, Q_f le débit de sortie régulé et V_s la vitesse de sédimentation des particules les plus fines dont la décantation est souhaitée.

Les paramètres significatifs pour le dimensionnement d'un bassin sont :

- la surface (longueur \times largeur),
- les débits caractéristiques d'entrée-sortie
- la taille de la particule de référence à décanter (on retient généralement 50 μm pour les eaux pluviales).

La hauteur d'eau dans le dispositif n'intervient pas directement dans le calcul, ni la forme. Mais en fait, ces deux paramètres sont importants pour assurer un bon fonctionnement hydraulique, en particulier une répartition homogène des vitesses à l'intérieur du dispositif. Le (tableau 23) fournit les taux d'abattement des MES des eaux pluviales en fonction de la vitesse de chute [Gestion des eaux pluviales.2008].

Vitesse de chute (cm/s)	Vitesse de chute (m/h)	Rendement pour MES (%)
0,0003	0,01	100
0,001	0,04	98
0,003	0,1	95
0,014	0,5	88
0,027	1	80

Tableau 23 : Taux d'abattement des MES en fonction de la vitesse de chute

Le taux d'abattement minimum après décantation ne pourra être inférieur à 80% pour les MES, ce qui correspond à une vitesse de chute maximale de 1 m/h. D'après ce tableau et les formules de dimensionnement des surfaces horizontales des décanteurs, on remarque que pour gagner 15% de rendement (pour passer de 80 à 95%), la vitesse de chute doit être diminuée de 10 fois (de 1 à 0,1 m/h) et en conséquence la surface du bassin doit être multipliée par 10.

5.4.5. Efficacité des bassins de retenue et des bassins d'infiltration

Le (tableau 24) présente l'efficacité des bassins de rétention et des bassins d'infiltration en termes d'élimination de plusieurs polluants [US.EPA 2005]

Bassin	MES	Azote	phosphore	Métaux
bassin de retenue	50-80	30-65	30-65	50-80
bassin d'infiltration	50-80	50-80	50-80	50-80

Tableau 24 : Efficacité des bassins de retenue et des bassins d'infiltration en %.

L'efficacité globale dépend également du temps de séjour, comme l'indique le (tableau 25) Plus le temps de séjour à l'intérieur du bassin est important et plus la sédimentation sera importante [STBA. 2000].

Temps de séjour	MES	DCO	DBO ₅	HCT	Métaux
12 heures	20-40	20-40	20-40	20-30	10-20
48 heures	50-70	30-50	30-50	50-60	50-60

Tableau 25 : Rendement épuratoire en fonction du temps de séjour (%)

5.5. Les Noues et les Fossés

Les noues et les fossés sont des ouvrages permettant de collecter et de réguler les eaux de pluie et de ruissellement en ralentissant leur écoulement vers un exutoire. Leur différence repose sur leur conception et leur morphologie. Les noues ont une faible profondeur et un profil présentant des rives en pente douce. Les fossés au contraire de noues sont assez profonds et leurs rives sont abruptes.

5.5.1. Les noues

5.5.1.1. Principes de fonctionnement

Le concept de la noue est récent. Les pentes des talus d'un tel ouvrage sont souvent inférieures à 30 % afin de conserver une faible hauteur d'eau. La fonction essentielle des noues est de stocker un épisode de pluie défini (décennal par exemple), mais elles peuvent servir aussi à permettre l'évacuation d'un épisode plus rare (centennal par exemple). Le stockage et l'écoulement se font à l'air libre, à l'intérieur de la noue. L'eau est collectée soit par l'intermédiaire de canalisation, dans le cas par exemple de récupération des eaux des toitures et des chaussées soit directement après ruissellement sur les surfaces adjacentes. L'évacuation des eaux se fait vers un exutoire et peut être localisée (restitution de l'eau stockée vers un réseau d'assainissement, un puits, voire un cours d'eau à l'aide des drains), ou répartie (infiltration directement dans le sol du support) (figure 21). Ces différents modes d'évacuation se combinent selon leur capacité. L'infiltration continue du point de collecte à l'exutoire tout le long de l'ouvrage permet d'en réduire le volume.

Du fait de la grande surface de stockage à l'air libre, on note également qu'une partie des eaux contenues dans les noues s'évapore durant son écoulement.

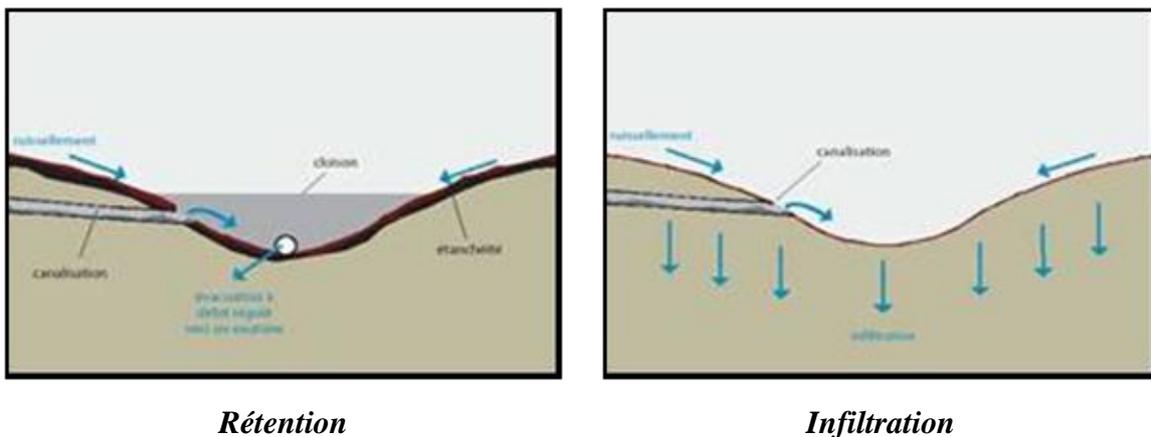


Figure 21: Principe d'une noue d'infiltration et d'une noue de rétention

(Source : Région Rhône-Alpes)

Les noues peuvent être à sec ou en eau et peuvent être engazonnées ou végétalisées (figure 22).

Lorsque l'infiltration n'est pas autorisée on met en place une geomembrane ou un dispositif d'étanchéité qui isole le sol et le protège de toute pollution. Du gazon peut être alors planté par-dessus pour conserver l'aspect esthétique de la noue et pour assurer également une première dépollution [Certu.2008].

5.5.1.2. Barrages de retenue

Les barrages de retenue (figure 22) peuvent être installés dans les noues pour augmenter leur capacité d'infiltration, augmenter le stockage, et réduire les vitesses d'écoulement.

Selon les prescriptions américaines, les barrages de retenue doivent être installés tous les 17 mètres si la pente longitudinale est supérieure à 4% [US.EPA] [storm water technology factsheet]

Les matériaux utilisés pour construire ces barrages peuvent être des roches, des sacs de gravier, des sacs de sable, des rouleaux de fibres, ou d'autres matériaux locaux.



Figure 22 : types de noues et barrages de retenue

5.5.1.3. Avantages et Inconvénients

Le (tableau 26) résume les avantages et les inconvénients des noues de retenue et d'infiltration.

Les avantages et les points forts	Les inconvénients et les points faibles
<ul style="list-style-type: none"> - Réduction, voire suppression dans le cas d'ouvrages d'infiltration, du débit de pointe à l'exutoire. - Ils ont des fonctions de rétention, de régulation, d'écrêtement qui limitent les débits de pointe à l'aval, ainsi que de drainage des sols. - Une même structure permet à la fois la collecte, le stockage et l'évacuation des eaux pluviales. - Ils constituent des exutoires naturels, si le sol est assez perméable (pas d'exutoire). - Réalimentation des nappes. - les abords des noues peuvent avoir un usage multiple : jeux d'enfants, lieux de loisirs et promenades. - Conception simple et peu coûteuse. - Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation et par « filtration » par interception dans le sol. - L'infiltration dans le sol diminue les réseaux classiques d'assainissement, - un entretien simple et classique. - Sensibilisation du public par visualisation directe du problème du traitement des eaux pluviales. 	<ul style="list-style-type: none"> - Emprise foncière pouvant s'avérer importante et onéreuse (surtout pour une noue de volume important). - Risque de pollution du sol (si infiltration). - Dépôts de boues de décantation qu'il faut évacuer lorsque leur quantité induit une modification du volume utile de rétention. Cependant, la formation de ce dépôt prend beaucoup de temps car les volumes générés sont très faibles. - Dépôts de flottants. Dépend de la nature des eaux retenues et de la présence ou non d'un système de « dégrillage » en amont. - Risques de nuisances olfactives (stagnation d'eau) par défaut de réalisation ou manque d'entretien. - La nécessité d'entretien régulier

Tableau 26 : avantages et inconvénients des noues de retenue et d'infiltration.

5.5.1.4. Domaine d'utilisation, Conditions pour une bonne réalisation

Cet ouvrage, est le plus utilisé en techniques alternatives. Il peut être utilisé seul comme technique alternative à part entière ou en complément d'autres techniques. Dans ce dernier cas, de plus petite dimension, sa présence permet d'assurer le ré-essuyage de l'ouvrage et/ou l'évacuation des eaux générées par des épisodes pluvieux de faible intensité. En cas de sol imperméable ou si sa pente est trop faible (inférieure à 0,2 à 0,3 %), Il faut prévoir des dispositifs spécifiques de vidange pour éviter tous types de nuisances, et une cunette en béton devra être réalisée au fond de la structure pour assurer un écoulement minimal.

Comme mentionné précédemment, dans le cas d'une pente forte, des cloisons peuvent être mise en place afin d'augmenter le volume de stockage et réduire les vitesses d'écoulement.

Généralement, les noues sont utilisées pour traiter des zones de drainage relativement petites, de 2 à 3 hectares maximum [US.EPA]. Dans les zones hautement urbanisées ou très imperméabilisées, les noues ne sont pas recommandées mais elles peuvent être mises en œuvre en série avec d'autres techniques alternatives de gestion des eaux pluviales.

Typiquement les noues engazonnées sont utilisées comme solution écologique préférentielle ou parfois comme amélioration de la bordure plus traditionnelle. La structure linéaire des noues favorise leur utilisation dans le traitement des eaux de ruissellement des autoroutes, des routes résidentielles, des zones communes résidentielles, et des parkings.

5.5.1.5. Efficacité et capacités d'élimination des polluants

Les polluants sont éliminés dans les noues par filtration et infiltration, par les dépôts dans les zones de faible vitesse, ou par le sous-sol. Le premier mécanisme d'élimination des polluants est la décantation (sédimentation) des matières en suspension. L'efficacité d'élimination rapportée dans la littérature varie .Le (tableau 27) présente l'efficacité d'élimination des polluants pour une noue de longueur 65 m et une autre de longueur 30 m [BARRET et al. 1998]; [SCHUELER et al, 1991];[YU, 1993]; [YOUSEF et al. 1985].

Longueur de noue	Solides	Éléments nutritifs		Métaux			Autres	
	MES	NT	PT	Zn	Pb	Cu	DCO**	Huile et graisse
[61 m] (200 ft)	83	25	29	63	67	47	25	75
[30 m] (100 ft)	60	*	45	16	15	2	25	49
*noues(30 m) montrent une valeur négligeable ou négative pour NT.								
**Les données sont très limitées.								

Tableau 27 : efficacité d'élimination des polluants des noues %.

Bien que les résultats varient, ces données indiquent clairement que l'élimination des polluants se fait par les noues les plus longues. Il apparaît dans la littérature qu'un système de noue bien conçu et bien entretenu permet 70% des MES, 30% du phosphore total (PT), 25% de l'azote total (NT), et 50 à 90% des métaux [BARRETET al. 1993 et; GKY, 1991].

La littérature suggère également que les noues végétalisées représentent une solution pratique et efficace pour contrôler la qualité du ruissellement urbain. Même si peu de données de performances existe, il est attesté que l'augmentation des temps de séjour et de filtration liée à l'utilisation de noues végétalisées (barrages de retenue, faibles pentes, sols perméables, couverture d'herbe dense...) contribue à l'élimination des polluants des eaux de ruissellement, en particulier lors des petits événements pluvieux. Les facteurs qui diminuent l'efficacité des noues sont les sols compactés, les temps de contact trop faibles des eaux de ruissellement, un sol gelé, la hauteur de l'herbe, des fortes pentes, et de trop grandes vitesses d'écoulement. Cette efficacité est en particulier amoindrie pour les événements pluvieux les plus intenses.

Plusieurs études ont été réalisées sur des noues végétalisées et des fossés d'autoroutes au nord de la Virginie, au Maryland et en Floride pour déterminer leur capacité d'élimination des polluants [US.E.P.A, Octobre 2000]. Les résultats montrent une variation dépendant de la méthode d'analyse de chaque paramètre, mais également de la localisation de l'ouvrage. Le (tableau 28) résume les résultats de ces études.

Efficacité d'élimination des polluants %								
Site	MES	NTK	PT	Cd	Cr	Cu	Pb	Zn
Virginia	65%	17	41	12-98	12-16	28	41-55	49
Maryland	-85%	9	40	85-91	22-72	14	18-92	47
Florida	64%	48	18	29-45	51-61	62-67	67-94	81

Tableau 28 : Efficacité des noues sur l'élimination des polluants pendant une longue période

Le (tableau 29) résume l'efficacité moyenne des noues végétalisées sur l'élimination des plusieurs types des polluants.

polluant	MES	DBO	NT	PT	HC	Cd	Zn	Pb	Cu
Efficacité %	81	67	38	9	62	42	71	67	51

Tableau 29 : efficacité moyenne des noues végétalisées sur l'élimination des polluants

La longueur de noue engazonnée dépend de la surface contributive, de l'occupation des sols, et de la pente. Le (tableau 30) donne des indications sur le dimensionnement des noues pour une zone de drainage de 0,4 ha. La longueur minimale d'une noue devrait être de 6 m. [CRC, CLAYTOR et SCHULER, 1996].

Paramètres	imperméabilité à l'amont					
	<=33%		34 – 66 %		>=67%	
Pente (max 4%)	<2%	>2%	<2%	>2%	<2%	>2%
Longueur minimale de noue (m)*	7,5	12	9	13,5	10,5	15

* en supposant 0.5 m de largeur au fond de noue

Tableau 30 : configuration des noues engazonnées

5.5.1.6. Entretien

Les noues ont besoin d'un entretien préventif régulier pour éviter qu'elles ne se transforment en mare ou en égout à ciel ouvert. De la fréquence de cet entretien dépend fortement l'image de qualité que constitue la noue. Il consiste à tondre la pelouse, assez souvent en été, à arroser quand les sols sont secs pour que la végétation ne dépérisse pas, à ramasser les feuilles l'automne ainsi que les détritiques d'origine humaine, et à curer les orifices.

Pour pallier le risque de bouchage des orifices, un drain peut être mise en place sous la noue ; l'eau s'infiltré dans le fond de la noue puis atteint le drain et s'écoule vers l'exutoire.

En cas de pollution accidentelle, pour limiter la zone polluée on peut isoler le bief concerné (fermeture des orifices). En dimensionnant les noues on découpe le projet en sous bassin versants, ce qui amène à diviser la longueur totale de la noue en biefs ; les biefs sont des tronçons de noue entre deux points singuliers qui peuvent être des accès à la parcelle, des busages ou des croisements. On peut ainsi pomper la pollution déversée dans le bief ainsi isolé. En cas d'infiltration du polluant, il est nécessaire de mettre en place des moyens spécifiques de dépollution des couches superficielles du fond de la noue (excavation...)

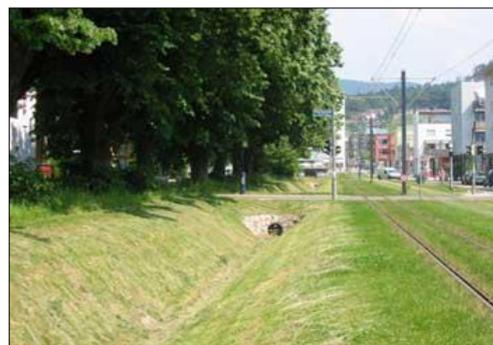
5.5.2. Les fossés

5.5.2.1. Principe

Les fossés sont des ouvrages classiques bien connus. Ils sont linéaires, assez profonds. Les pentes des talus sont le plus souvent supérieures à 1 m en hauteur pour 1m en largeur (figure 23). Les fossés ne sont pas drainés en général. L'évacuation des eaux pluviales s'effectue par écoulement naturel du point de collecte vers un exutoire, et par infiltration directe dans le sol s'il est perméable.



Faucardage d'un fossé



Fossé d'infiltration à Freiburg-Allemagne

Sources : Etude sur l'imperméabilisation en région bruxelloise, 2006

Figure 23 : les Fossés

5.5.2.2. Avantages et Inconvénients

Le (tableau 31) résume les avantages et les inconvénients des fossés.

Les avantages et les points forts :	Les inconvénients et les points faibles :
<ul style="list-style-type: none"> - Très bon retour d'expérience. - Raccordement des canalisations de gouttières des riverains aisé compte tenu de la profondeur de l'ouvrage et de son profil structuré. - En milieu rural, en particulier le long des voies principales de desserte, le fossé présente, par rapport aux noues, l'avantage d'être moins sensible aux détériorations liées au stationnement et franchissement. 	<ul style="list-style-type: none"> - L'entretien est spécifique et peu aisé par sa profondeur et par le fait qu'il soit souvent en eau. - Il peut présenter un risque pour les riverains et pour les enfants en particulier. - Ne peut être mis en œuvre en milieu urbain ou périurbain.

Tableau 31 : avantages et inconvénients des fossés

5.5.2.3. Efficacité

Pour un fossé enherbé, les rendements courants rencontrés pour les flux annuels sont proches des valeurs du (tableau 32).

Polluants	Abattement de la charge (%)
MES	50-60
DCO	40-60
DBO ₅	40-60
HCT	50-70
Pb	65-75
Zn	60-70

Tableau 32 : Rendement des fossés pour les flux annuels

Plus le sol support est perméable, plus l'efficacité est importante, du fait d'une infiltration directe pour les pluies faibles. Par contre pour les pluies fortes, le rendement est faible voire nul, sauf si le dispositif est dimensionné de façon à conserver une vitesse faible. Si l'on veut assurer les deux fonctions d'épuration et de piégeage en même temps, on peut prévoir un fossé étanche et végétalisé, ou un fossé stockeur.

5.5.2.4. Domaine d'utilisation

Par sa nature et sa morphologie, le fossé est destiné à être implanté en milieu rural ou industriel

L'entretien des fossés est difficile car on ne peut les tondre comme un espace vert (pente du talus trop importante pour une tondeuse). Il faut débroussailler, faucher (entretien spécifique).

De plus, comme un fossé est profond et/ou souvent en eau, il n'est pas évident d'extraire les boues de décantation qui colmatent le fond de l'ouvrage. Il faut alors réaliser un curage suivi d'un re-profilage sur l'ensemble du linéaire.

L'intégration paysagère des fossés est délicate dans les zones urbaines, car il est difficile d'y planter des végétaux. Il est possible d'avoir recours à des fossés maçonnés.

5.5.2.5. Entretien

Les fossés comme les noues sont à entretenir comme des espaces verts (tonte, ramassage de feuilles) et les orifices doivent être curés régulièrement. Les manières de réagir vis-à-vis de la pollution accidentelle sont différentes selon que le fossé infiltre ou non les eaux polluées. Dans le cas d'un fossé de rétention, il est possible d'arrêter la pollution en obstruant les orifices (bouchon, vanne, plaque...). Dans le cas d'un fossé d'infiltration, il faut rapidement pomper ce qui ne s'est pas encore infiltré et utiliser les moyens spécifiques pour décontaminer le sol. Le fossé doit aussi être curé selon l'envasement, en priorité aux exutoires et/ou aux cloisons, tous les 10 ans, ceci afin d'éviter que le fossé se transforme en mare.

5.6. Les Puits d'infiltration (absorption)

5.6.1. Principe

Les puits sont des ouvrages ponctuels, de profondeur variable. Ils permettent le transfert des eaux vers les couches perméables du sol et l'infiltration (figure 24). Ils sont dimensionnés pour répondre au besoin de la zone de collecte et alimentés soit directement par ruissellement, soit par des drains ou des collecteurs. Ils peuvent venir en complément de dispositifs de

stockage et de traitement. Ils peuvent être vides ou comblés de matériaux (galets ou structures alvéolaires). Ils s'adaptent à tout type d'opération, de la simple parcelle aux espaces publics. On distingue deux types de puits, les puits d'infiltration n'ayant pas de contact avec la nappe phréatique et les puits d'injection plongeant dans la nappe et dans lesquelles seules des eaux de ruissellement très peu polluées peuvent être infiltrés.

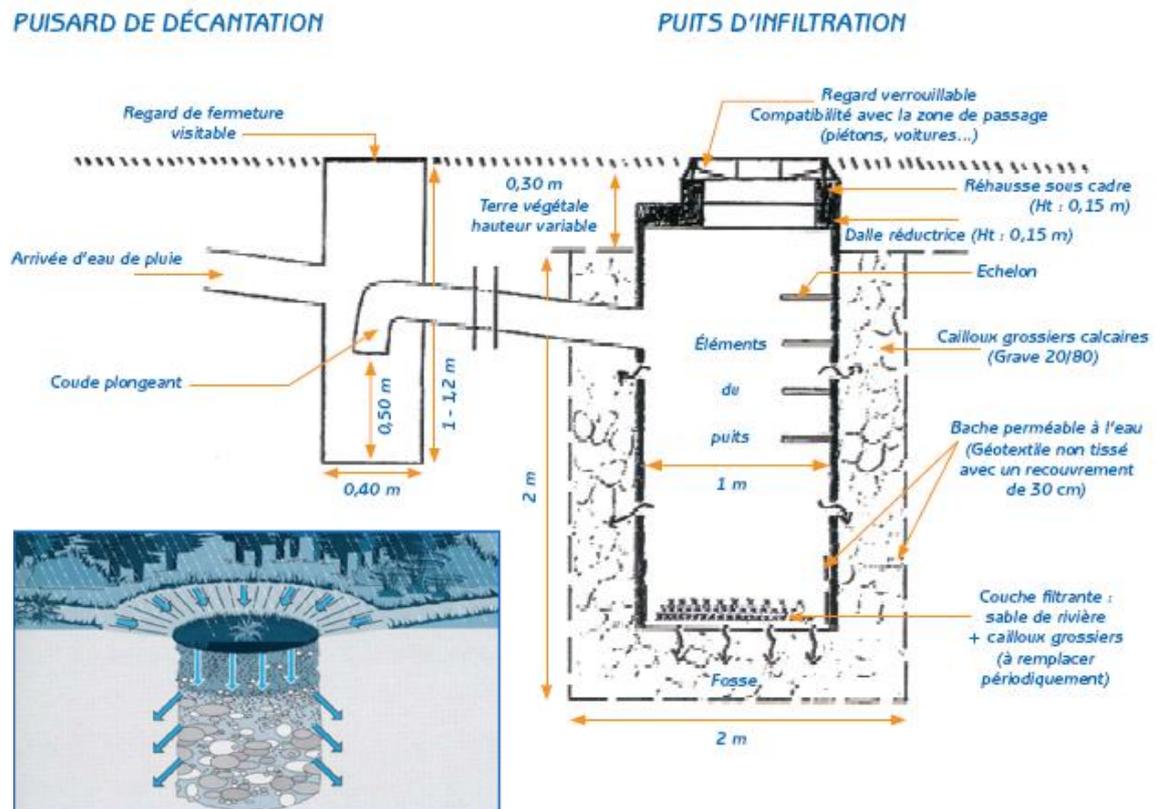


Figure 24 : Schéma de principe des puits d'infiltration [ADOPTA]

Dans le cas des puits d'infiltration, les eaux de toute nature sauf celles de surfaces très polluées ou ayant un risque élevé de pollution accidentelle (station d'essence, parking poids lourds...) peuvent être récupérées si l'ouvrage est précédé de dispositifs de prétraitement.

A cette technique peut également être associé un système de trop plein pour évacuer l'eau vers un exutoire en cas de dysfonctionnement du puits. Dans la conception d'un puits d'infiltration, il est fortement recommandé de conserver une distance minimale de 1 mètre entre la base du puits et le niveau des plus hautes eaux de la nappe. Par ailleurs une prolifération de puits d'infiltration sur un même site peut augmenter localement le niveau de la nappe, dans ce cas les puits d'infiltration vont se comporter comme des puits d'injection [(Y. AZZOUT, S.BARRAUD, F.N. CRES, E.ALFAKI 1994).

5.6.2. Avantages et Inconvénients

Le (tableau 33) résume les avantages et les inconvénients des puits d'infiltration.

Les avantages et les points forts	Les inconvénients et les points faibles
<ul style="list-style-type: none"> - Simplicité de conception - Gain financier - Bonne intégration dans le milieu urbain (non-détection visuelle) - Diminution des réseaux à l'aval d'un projet (encombrement, travaux...) - Alimentation de nappe phréatique. - Coût peu élevé. - Pas de contrainte topographique majeure 	<ul style="list-style-type: none"> - Colmatage possible - Entretien régulier spécifique indispensable. - Risque de pollution de la nappe phréatique - Capacité de stockage limitée.

Tableau 33 : avantages et inconvénients des puits d'infiltration.

5.6.3. Efficacité

Les puits d'absorption peuvent présenter une efficacité proche d'une tranchée drainante par l'utilisation d'une structure en matériaux poreux. Compte tenu des faibles superficies habituellement drainées par les puits, il paraît difficile de se prémunir efficacement contre une pollution accidentelle. En effet, les temps de concentration sont très faibles et surement inférieurs aux délais d'intervention des services compétents. Dans le cas où la pollution n'a pas pu être arrêtée à temps, il est toujours possible de pomper la pollution à l'intérieur du puits, qu'il faut vider de ses matériaux dans le cas d'un puits comblé. Cependant, cette pollution accidentelle peut être restreinte en utilisant des systèmes de stockage en amont du puits.

5.6.4. Entretien

Le puits doit être nettoyé deux fois par an. Cet entretien doit être régulier mais ne demande pas de technicité particulière. Il consiste essentiellement à maintenir la propreté du puits et des ouvrages annexes pour limiter le colmatage et la pollution : nettoyage des éventuels regards, paniers, chambres de décantation, filtres et de la surface si elle est drainante, et enlèvement des boues. D'un point de vue curatif, on peut être amené à décolmater ou changer les matériaux drainants en surface et à remplacer les matériaux à l'intérieur de la structure. Le

vieillessement et le colmatage du puits dépendent largement des usages des surfaces drainées et de la composition des eaux collectées.

6. Les Coûts de Techniques Alternatives

L'un des intérêts majeurs de l'assainissement sans tuyau réside dans les économies réalisées. Mais la question des coûts est délicate à aborder sans étudier le contexte local de l'aménagement. Les coûts indiqués dans le (tableau 34) sont renseignés à titre indicatif. Ils correspondent à des ouvrages réalisés à une grande échelle.

Technique	Coût	Entretiens et nettoyage
Toiture verte extensive	96 à 170 € /m ² (2) 40 à 70 € /m ² hors élément porteur et étanchéité (3)	
Toiture verte intensive	96 à 170 € /m ² (2) 100€ /m ² hors élément porteur et étanchéité (3)	
Les Tranchées drainantes	39 à 49 € /m ³ de terrassement+remplissage+géotextile (1) 60 à 90 € /ml (3)	0.4 à 0.6 € /m ³ /an (1)
Chaussées réservoir	42 à 87 € /m ³ (1) 240 à 290 € /ml de chaussée de revêtement classique (3)	0.6 à 1 € /m ³ /an (1)
Bassin en eau	11 à 78 € /m ³ (1)	0.2 à 0.6 € /m ³ /an (1)
Bassins secs	12 à 110 € /m ³ (rural à urbain) (1)	0.4 à 2 € /m ³ /an (1)
Noues	4 à 20 € /m ³ stocké ou 15 à 30 € /ml (1) Mise en place 10 € /m ³ (3)	Curage tous les 10 ans (1)
Puits d'infiltration	4 € /m ³ de surface assainie (1) 350 à 600€ pour les fournitures (3)	

(1) Le coût des différentes techniques compensatoires (hors foncier 2002) source Certu 2006

(2) Bordereau des prix unitaires de l'UPA 2005

(3) ADOPTA 2001

Tableau 34 : les coûts des différentes techniques alternatives

Le (figure 25) présente la comparaison des coûts entre plusieurs techniques de récupération de matière polluée en € /kg

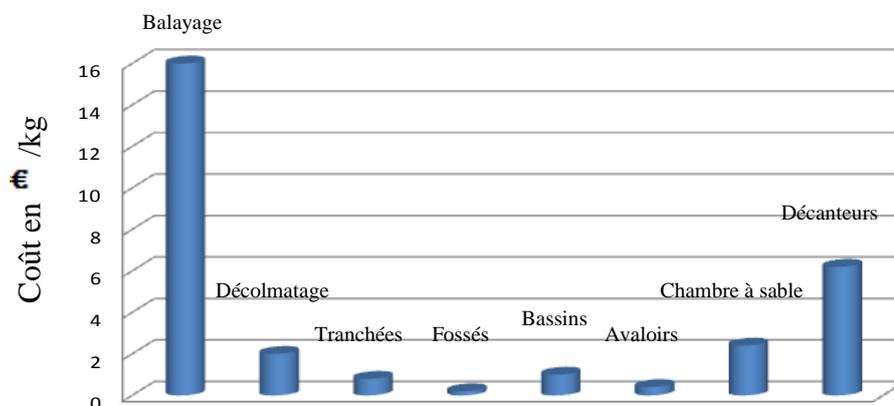


Figure 25 ; Coûts de récupération de pollution en € /kg

7. Conclusion

En milieu urbain les rejets correspondent à ceux qui sont collectés en surface. On a donc différents types de rejets selon les systèmes d'assainissements. Historiquement les premiers réseaux ont été des réseaux unitaires où tous les types d'eau étaient collectés. Puis est venu le système séparatif, où d'un côté étaient collectées les eaux pluviales, rejetées directement dans les cours d'eau et de l'autre les eaux usées. Aujourd'hui, on tend de plus en plus vers un réseau hybride où les « premières eaux pluviales » sont acheminées à la station d'épuration via un déversement contrôlé du réseau d'eau pluvial dans le réseau d'assainissement. La première étude en France sur les impacts des pollutions par les eaux de pluies a été conduite dans les années 1980.

Les actions possibles sont curatives et préventives. On agit en effet le plus en amont possible afin de diminuer les apports en polluants..

Il n'y a pas de solution unique ni de recette miracle pour limiter les risques d'inondation et diminuer la pollution. La gestion de l'eau impose de s'adapter à chaque situation. Noues, fossés, tranchées, chaussées à structures réservoirs, espaces inondables, toitures stockantes, bassins, puits d'infiltration... regroupées sous le terme générique de techniques alternatives, elles sont diverses et à géométrie variable. Elles permettent de maîtriser le ruissellement pluvial sur la zone aménagée ainsi qu'à l'aval et de s'adapter au site.

La pollution pluviale est essentiellement transportée par les particules. Les dispositifs de type cloisons siphoides, déshuileurs ou séparateurs à hydrocarbures, supposés piéger les huiles à la surface de l'eau, sont souvent d'une faible efficacité. La décantation paraît être une bonne alternative et peut être optimisée dans les ouvrages de stockage temporaire. La filtration, obtenue par le passage de l'eau dans une couche de sol suffisante, est favorisée dans les ouvrages d'infiltration et de drainage.

Les Techniques Alternatives en assainissement pluvial sont donc des moyens efficaces pour améliorer le cycle d'eau en milieu urbain, lutter contre l'inondation, et favoriser le prétraitement des eaux pluviales.

Parmi les techniques alternatives, nous nous intéressons à la chaussée à structure réservoir. Nous exposerons dans le deuxième chapitre la mise en œuvre de l'étude expérimentale en laboratoire sur une chaussée réservoir avec bouche d'injection et unité de filtration.

Le but de cette étude expérimentale est de tester la capacité de ce dispositif de filtration en amont de la chaussée réservoir (comme technique alternative).

Chapitre II

Etude expérimentale en

laboratoire

- *Chaussées à structure réservoir et à bouche d'injection avec filtre ADOPTA.*
- *Bouche d'injection avec filtre ADOPTA.*

Etude expérimentale en laboratoire des chaussées à structure réservoir et à bouche d'injection munie d'un filtre ADOPTA

1. Introduction

La gestion des eaux pluviales pour beaucoup de collectivités pose le problème de la saturation du réseau et en aval des stations d'épuration, entraînant des inondations et des pollutions non contrôlées.

Les techniques alternatives à l'assainissement pluvial classique ont pour fonction de déconcentrer les flux des eaux pluviales en redonnant aux surfaces urbaines sur lesquelles se produit le ruissellement un rôle régulateur, fondé sur la notion de stockage pour régler les débits et limiter la pollution due aux surverses à l'aval.

Mais si les techniques alternatives permettent d'écarter les débits pluviaux en amont des réseaux d'assainissement, des points restent encore à éclaircir comme la durabilité de ces techniques et l'optimisation de la coupure de la pollution.

Une maquette réalisée grâce à un partenariat entre la communauté d'agglomération du Douaisis, l'ADOPTA, le C.E.T.E Nord Picardie, le Département du Nord, la Communauté Européenne, la société des Eaux de Douai, la société Constru et le laboratoire de Mécanique de Lille LML de l'Université Lille1 en 2004, permet de conduire des expériences sur une portion de chaussée réservoir alimentée en eau par l'intermédiaire d'une bouche d'injection munie d'un filtre, tout en simulant les phénomènes météorologiques par un contrôle du débit.

Le but de ce montage expérimental est d'évaluer d'une part l'efficacité d'un filtre permettant l'interception de la pollution au niveau de la bouche d'injection, et d'autre part la capacité de coupure de la pollution par la structure stockante elle-même. Au final, les résultats de l'expérimentation doivent permettre d'estimer la diminution totale de la charge polluante à travers l'ouvrage. L'expérience doit permettre aussi d'observer le colmatage dans la chaussée à structure réservoir et ainsi d'évaluer sa durée de service

2. Mode de fonctionnement des bouches d'injection

La technique des chaussées à structure réservoir, depuis quelques années, est de plus en plus utilisée. Ces chaussées peuvent absorber l'eau: soit directement par la surface au travers d'une couche poreuse, soit de façon localisée au moyen d'ouvrages d'injection spécifiquement conçus, voir chapitre (1). Le choix du mode d'injection de l'eau dans la structure relève de critères à examiner au cas par cas.

Dans le Nord de la France, les ouvrages d'injection sont généralement installés sur le bas d'un modèle commercial de bouche d'égout à décantation, équipée d'un filtre amovible inséré dans des glissières. Le filtre est mis en place dans le souci de préserver le corps de chaussée du colmatage, et de retenir une partie de la pollution tout en assurant une débitance suffisante. Ces filtres sont formés par une nappe de géotextile collée sur chaque face d'une tranche de matériau plastique préformé de type « structure alvéolaire ».

Les eaux de ruissellement, s'engouffrent tout d'abord, soit par un avaloir, soit par une grille dans la bouche d'injection, Elles tombent dans le compartiment de décantation. L'eau en trop-plein traverse ensuite le filtre pour être finalement injectée dans le corps de chaussée via un drain (figure 26).

L'évacuation de l'eau peut être assurée dans un réseau ou par infiltration dans le sous sol. En cas d'évacuation par l'infiltration les MES sont définitivement piégées. En cas d'évacuation localisée par un drain, on peut imaginer qu'une partie des MES transite vers l'aval. En effet le drain présente parfois, en partie basse, une cunette lisse de 2 ou 3 cm de hauteur qui facilite ce transit. On constate souvent dans la cunette la présence d'un dépôt.

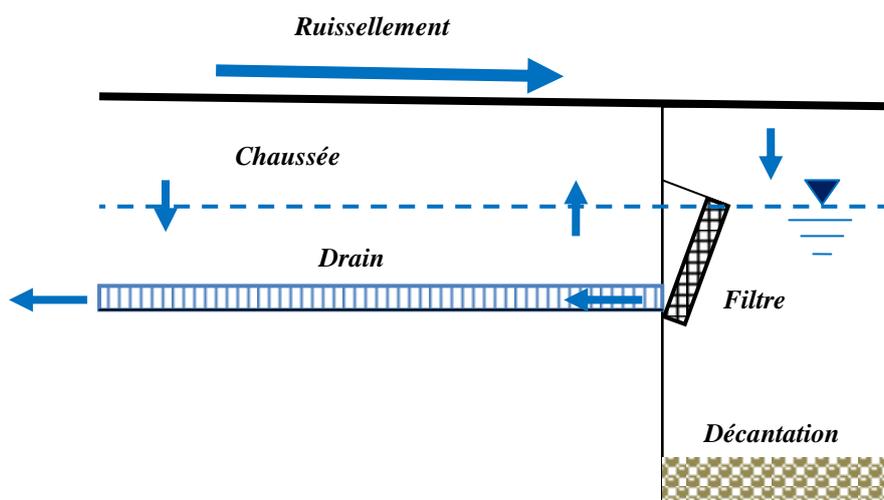


Figure 26 : Principe de bouche d'injection

Dans le première chapitre nous avons présenté les quatre modes de fonctionnement des chaussées à structure réservoir. Nous nous intéresserons à l'injection localisée et l'évacuation localisée des eaux, ce cas présentant la problématique la plus complète. La (figure 27) présente une disposition schématisée des bouches d'injection sur une chaussée au toit cloisonné avec évacuation localisée dans le réseau.

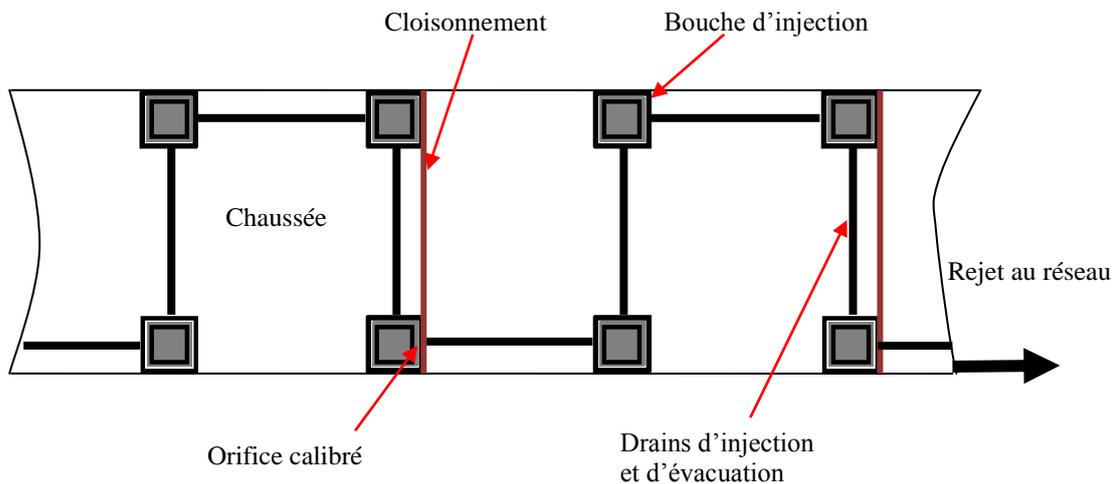


Figure 27 : disposition schématisée des bouches d'injection sur chaussée en toit cloisonnée

3. Nécessité d'une étude expérimentale

Alors que des études de fonctionnement des chaussées avec injection répartie par revêtement poreux existent, nous disposons d'un recul encore insuffisant dans le cas des chaussées à injection localisée.

Dans le cas d'injection localisée, on peut imaginer qu'une partie des MES transférés par les eaux de ruissellement, pénètre dans les ouvrages, se dépose au cours du temps dans la structure et y demeure. Dans ce cas, le problème qui se pose consiste à connaître l'importance et l'évolution du colmatage de la structure, susceptible de réduire progressivement le volume de stockage disponible. En outre les performances de la décantation, des filtres et des drains vis-à-vis de la pollution chronique mais aussi par rapport au blocage, dans la bouche d'injection, des hydrocarbures résultant notamment d'actes de malveillance (vidange de véhicule) ne sont pas réellement connues.

On trouve donc nécessaire d'examiner si le fonctionnement des bouches d'injection peut répondre favorablement à une exigence de pérennité hydraulique des chaussées réservoirs et de protection du milieu naturel. On s'intéressera particulièrement aux MES qui entrent dans

les ouvrages d'injection, à celles qui pénètrent dans la chaussée réservoir, à celles qui en ressortent et en définitive à celles qui y sont stockées. Il convient plus précisément de voir avec quelle efficacité les éléments constitués par le compartiment de décantation, le filtre et les drains influents sur les caractéristiques de l'eau qui a investi la structure réservoir.

Il s'agira d'optimiser la synergie formée par les trois composantes que sont la conception des dispositifs d'injection, les mesures de prévention et les modalités d'entretien.

Pour cela il convient de recourir à une étude expérimentale qui permettra de simuler en laboratoire différents cas de figure afin d'optimiser les caractéristiques des ouvrages.

4. Etude de la vitesse de colmatage de la chaussée réservoir

Cette étude doit nous permettre de déterminer la perte de volume de stockage due à la rétention des MES dans le corps de chaussée. Il convient de quantifier et de caractériser les MES. En mesurant les MES sortant de la structure en fonction d'une granulométrie fixée de MES entrant dans la structure (figure 28), ceci pour des événements ponctuels (recueil des MES décantées dans le drain après chaque événement) et pour des successions d'événements (recueil des MES décantées dans le drain après l'ensemble des événements pour étudier les effets de remise en suspension). Ces expériences doivent permettre d'établir un lien entre la perte de volume et de la granulométrie des MES entrantes et des débits (et par conséquent de la pluviométrie).

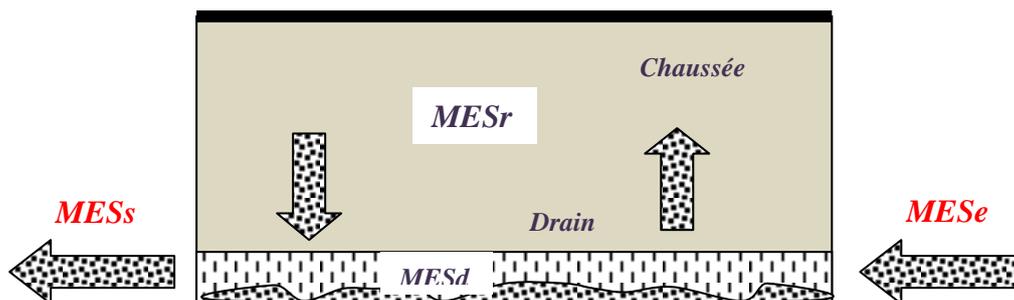


Figure 28 : les MES dans la chaussée réservoir

L'objectif est de dresser un bilan pour l'ouvrage testé selon l'équation suivante :

$$MES_r = MES_e - (MES_s + MES_d)$$

où :

MES_r : MES stockées dans la structure réservoir

MES_e : MES entrantes

MES_s : MES sortantes

MES_d : MES stockées dans le drain.

5. Description de la maquette

La (figure 29) illustre les différents éléments composant la maquette réalisée au laboratoire. Elle permet de simuler le ruissellement des eaux pluviales sur une surface imperméable de 250 m² grâce à une cuve de stockage cylindrique d'une capacité de 6000 litres d'eau, d'une hauteur de 221 cm et d'un diamètre de 217 cm, et à deux petites cuves à fines (polluants inertes : poudre de silex) de 100 litres chacune. La maquette est équipée d'une bouche d'injection munie d'une unité de filtration. Les fluides sont envoyés dans la bouche d'injection par le biais de pompes. Ensuite ils évoluent dans le corps de la chaussée (grave naturelle de granulométrie 20/80) grâce au drain qui le relie à la bouche d'injection, pour enfin sortir par le biais d'un canal "Venturi"

Nous effectuons à l'aide de cette maquette un plan d'expériences pour les objectifs suivants :

- déterminer la diminution de la charge polluante à l'exutoire de la chaussée
- déterminer le pouvoir de coupure du filtre dans la bouche d'injection.
- suivre l'évolution du colmatage à travers toute la structure.

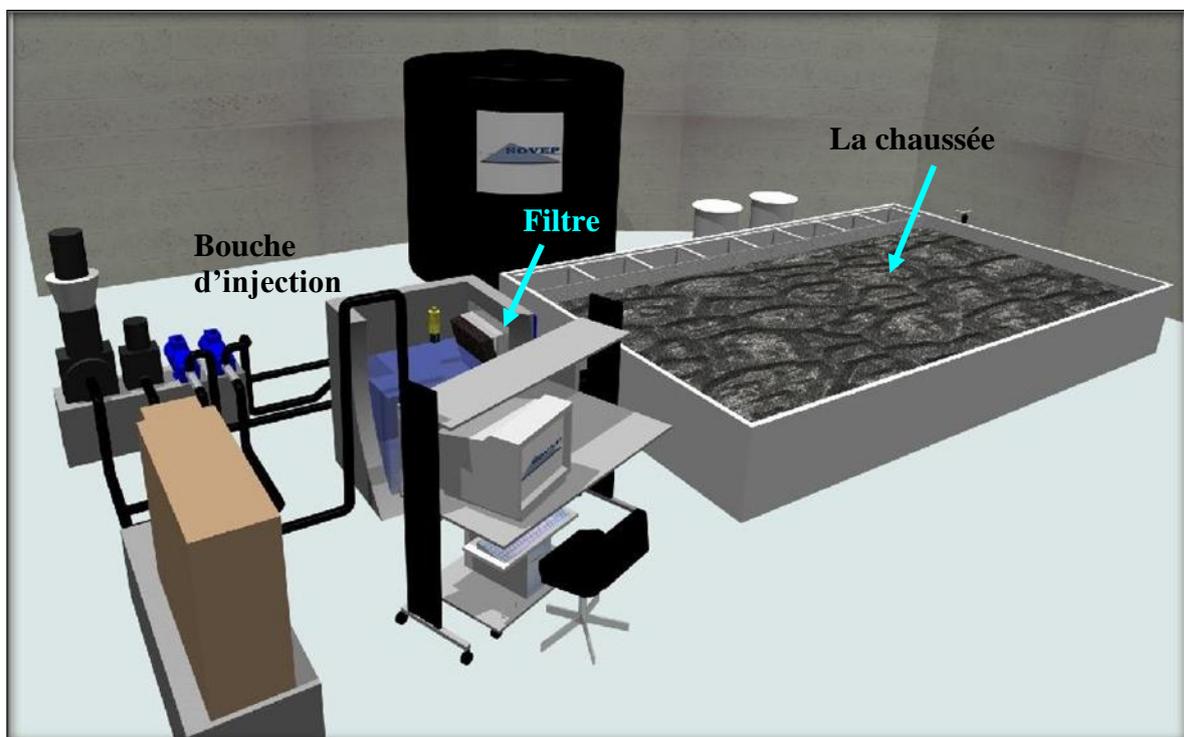


Figure 29 : La maquette d'étude expérimentale [ADOPTA. 2004]

On va étudier le fonctionnement de l'ouvrage, et particulièrement le devenir des MES. Ainsi nous aurons à déterminer :

- Combien de matières en suspension MES se déposent au cours du temps dans la structure et y demeurent ?
- Quelle est l'importance et l'évolution du colmatage interne de la structure ?
- Quelle est la réduction progressive du volume de stockage disponible ?
- Les MES compromettent-elles le fonctionnement pérenne de la CSR ?

A noter, que les mesures sont effectuées par des capteurs placés le long du dispositif, comme la sonde de niveau d'eau dans la bouche d'injection, les débitmètres en amont et en aval de la chaussée, et les turbidimètres en amont et en aval de la chaussée (figure 30).

Un système de télégestion permet de contrôler et de piloter l'ensemble des éléments de la maquette.

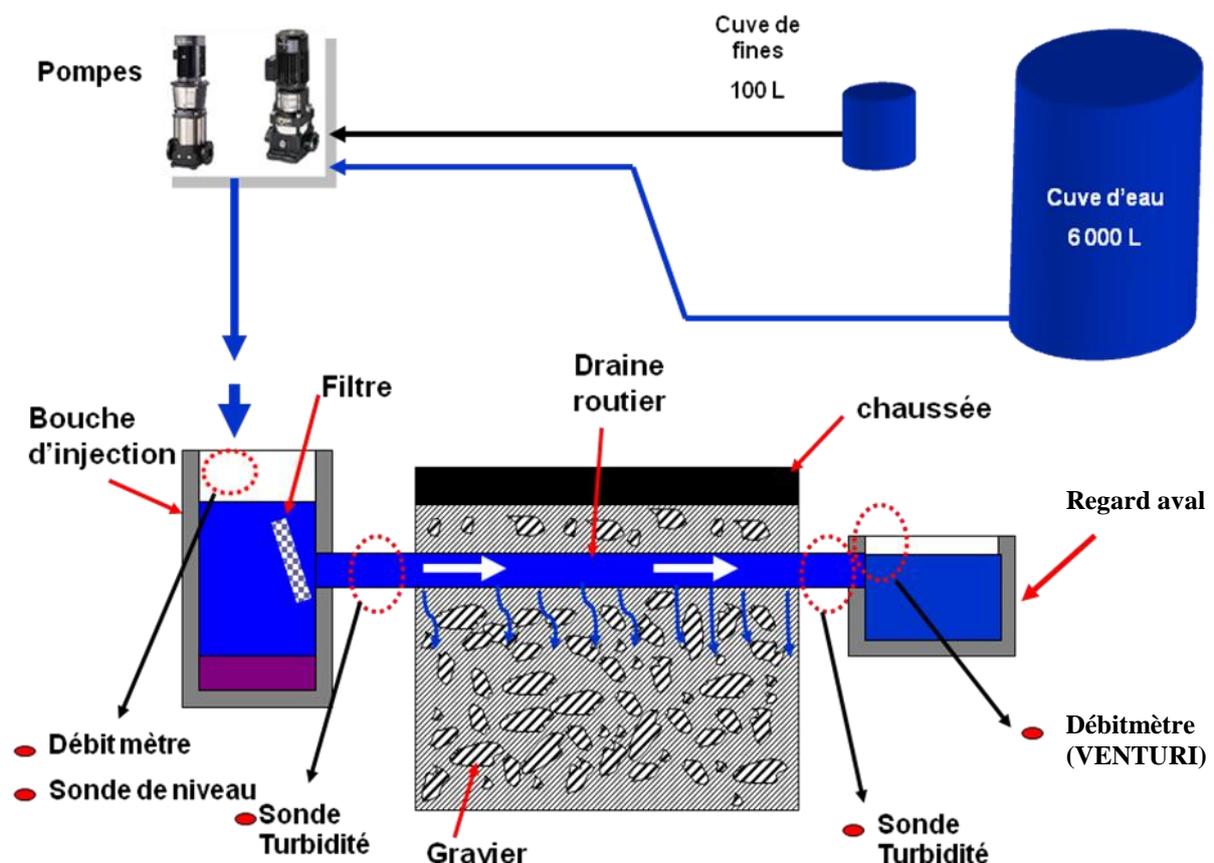


Figure 30 : Schéma de principe de la maquette en laboratoire

6. La bouche d'injection et l'unité de filtration

L'aidé de filtration des eaux pluviales dans les bouches d'injection a été créée sur le Douaisis afin de gérer de manière simple et pérenne les eaux pluviales introduites dans les chaussées à structure réservoir.

La bouche d'injection et son filtre permettent un prétraitement en vue d'éviter le colmatage de la structure réservoir. C'est une bouche d'égout en béton non siphonnée de dimension (97, 80, 60) cm à volume utile de décantation de 240 litres, avec un drain de diffusion en PVC de diamètre 200 mm (figure 31).

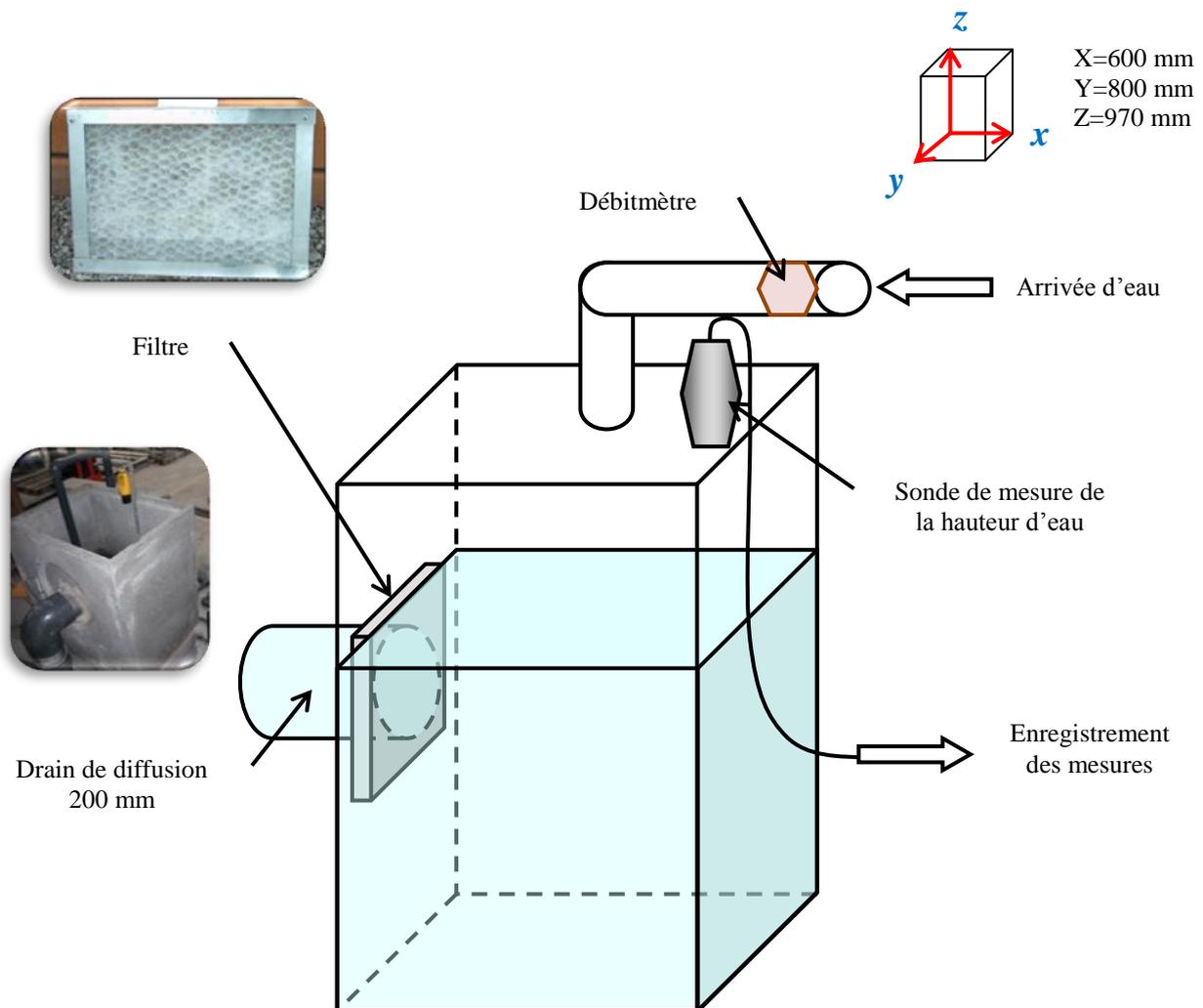


Figure 31 : La bouche d'injection et l'unité de filtration

L'unité de filtration est composée d'une porte filtre en PVC gris, d'une cartouche filtre, de deux brides en aluminium, et d'un joint d'étanchéité.

Le filtre ADOPTA a une surface de 12 dm² environ. Il est constitué d'un matériau type nid d'abeille, revêtu de géotextile non tissé sur les deux faces, avec une grille à ouverture adaptée pour le changement du filtre (figure 32).



Figure 32 : L'unité de filtration ADOPTA

7. Simulation de la pluie et calcul des débits des pompes

Nous avons choisi les caractéristiques pluviométriques suivantes pour simuler nos pluies :

- Intensité maximale (orage) de l'événement pluvieux : $I_{\max}=100$ mm/h
- Intensité moyenne de l'événement pluvieux : $I_{\text{moy}}=60$ mm/h
- Intensité minimale de l'événement pluvieux : $I_{\min} = 2$ mm/h

Nous prenons la surface imperméable : $S_i = 250$ m²

On calcule les débits résultants de ces intensités à partir de l'équation suivante

$$Q_i = I_i \times S_i$$

On considère que le coefficient de ruissellement dans le micro bassin versant est $C = 1$, ce qui donne en caractéristiques de pompage :

- Débit maximum de la pompe : $= 0,1 \times 250 = 25$ m³/h
- Débit moyen de la pompe : $0,06 \times 250 = 15$ m³/h
- Débit minimum de la pompe : $0,002 \times 250 = 0,2$ m³/h

8. Simulation de la pollution (MES)

Pour simuler les MES, une fine industrielle [SIFRACO] de diamètre médian D50 35 μm et de D10 99 μm est utilisée. L'analyse granulométrique des fines utilisées est donnée (figure 33).

Qualité : Millisil C6

Analyse chimique type			Caractéristiques physiques type	
SiO ₂	sup. à	98,6 %	Densité réelle (Pycnomètres)	2,65
Fe ₂ O ₃	inf. à	450 ppm	Dureté (Mohs)	7
Al ₂ O ₃	inf. à	7500 ppm	Indice de réfraction	1,54 à 1,55
TiO ₂	inf. à	380 ppm	Densité apparente	# 1,00
CaO	inf. à	300 ppm	Surface spécifique BLAINE (cm ² /g)	2900
K ₂ O	inf. à	5500 ppm	Absorption d'huile (ISO 787/5-1980 en g/100 g)	# 20,8
			Humidité sortie usine (%)	maxi 0,1
			Perte au feu (%)	maxi 0,2
			pH	7 à 8,5
			Couleur L*	89,5
			Couleur a*	0,5
			Couleur b*	3,7



Granulométrie moyenne statistique (valeurs indicatives)

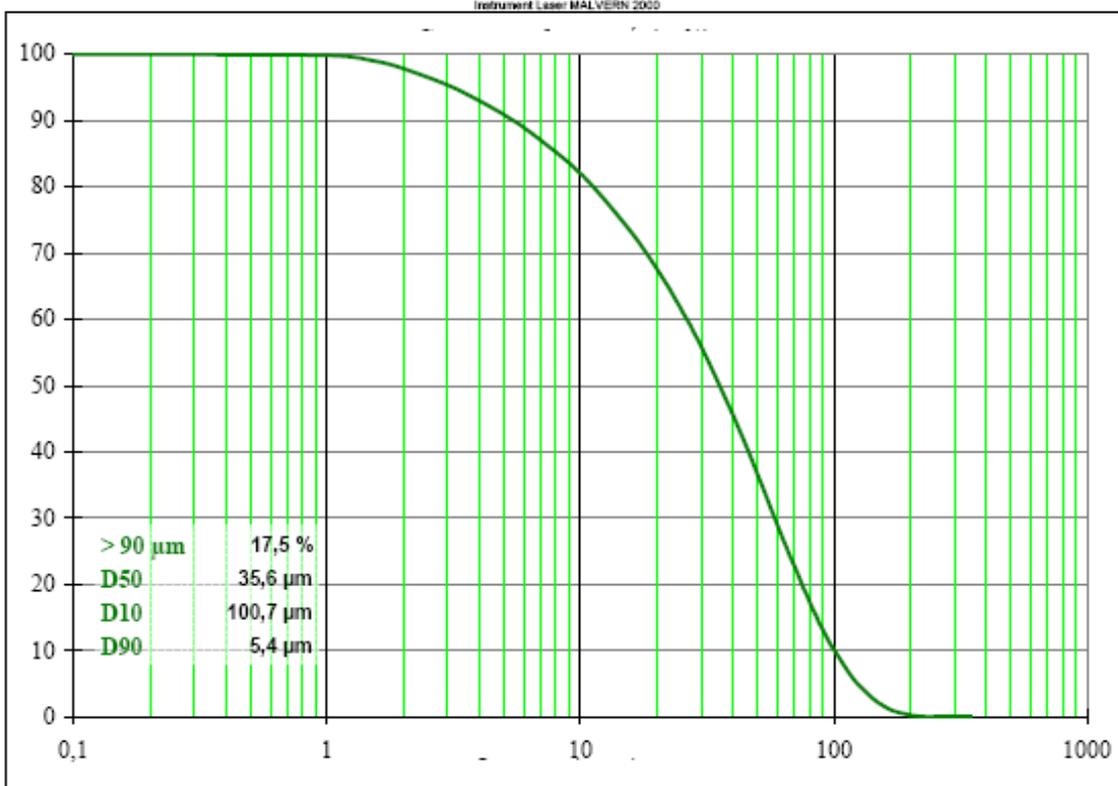


Figure 33 : Fiche technique des fines utilisées au laboratoire

L'injection des fines est effectuée par des pompes doseuses. On a calculé la gamme de débit de ces pompes à partir de la concentration des MES dans les eaux pluviales [BERTRAND-KRAJEWSKI J.L et al.1997] comme suit :

$$0,78 \text{ kg/m}^3 \leq C_{\text{fines}} \leq 2,5 \text{ kg/m}^3$$

$$780 \text{ mg/l} \leq C_{\text{fines}} \leq 2500 \text{ mg/l}$$

La masse de fines nécessaire M dans le volume d'eaux pluviales collectées sur la surface V est :

$$M = V \times C_{\text{fines}}$$

Deux pompes sont employées pour injecter les fines avec les gammes de débit suivantes :

$$Q_{\text{max}} = 60 \text{ l/h} \qquad Q_{\text{min}} = 10 \text{ l/h}$$

9. Matériels

L'instrumentation de la maquette comporte les éléments suivants :



Transmetteur type 7200- Mural et Sonde de turbidité IR/15 :

Ensemble couplé pour la mesure de concentration en particules fines, de MOBREY S.A.



Il possède deux sondes : l'une est placée à l'amont du dispositif pour mesurer la turbidité à l'entrée de la chaussée et l'autre est placée en aval pour mesurer la turbidité à la sortie de la chaussée.



Sonde de hauteur :

Placée au dessus de la bouche d'injection pour mesurer le niveau d'eau ; mesure continue par ultrasons avec l'intermédiaire d'une sonde de niveau U.SS type MSP900SH-A/20 de MOBREY S.A.



Transmetteur ultrasonique de type FMU 861 et Sonde ultrasons FDU 80-RG1A :



Placés en aval. Mesure du débit par l'intermédiaire d'une sonde à ultrasons et d'un canal de mesure de débit préfabriqué « VENTURI » AVCA25 de AQUALYSE d'une capacité de débit maximale de 25 m³/h.

Débitmètre :

Le débit d'entrée est mesuré directement par un débitmètre électromagnétique qui envoie les données mesurées

Pompes doseuses pour les MES :

- Pompe₁- type MD 006-12
- Pompe₂- type MD 0005-24

Pompes principales multicellulaires pour l'eau :

- Pompe 1 centrifuge multicellulaire verticale de puissance = 0,37 kW
- pompe 2 centrifuge multicellulaire verticale de puissance = 2,2 kW.

Afin de permettre une utilisation étendue, un ordinateur assure la supervision de la maquette et permet de travailler sous deux modes différents. Le premier est le mode « manuel » permettant à l'utilisateur de commander directement depuis le logiciel Wizcon sans utiliser d'autres logiciels installés sur l'ordinateur. Cela permet ainsi de pouvoir tester l'état de fonctionnement de l'installation.

Le second est le mode « automatique » permettant à l'utilisateur de décider des paramètres de son expérience au moyen d'une feuille Excel permettant ainsi à l'utilisateur de saisir ces différentes séquences de débits des pompes plus facilement. Dans ce mode, la macro Excel permettra de recueillir les valeurs des appareils de mesures de manière automatique avec un intervalle de 5 secondes entre chaque mesure.

Ce système permet de contrôler et de piloter l'ensemble des éléments de la maquette.

10. Plan d'expérience pour la première étude sur la chaussée réservoir

L'objectif des variations de débit est d'une part de simuler plusieurs intensités de l'événement pluvieux, d'autre part d'étudier le phénomène de colmatage du filtre pour les faibles débits et de décolmatage pour les forts débits. Pour réaliser notre expérience, nous avons simulé 92 cas (expériences avec et sans filtre), avec à chaque fois des paramètres différents pour nos données d'entrée. Nous avons travaillé en fonction des variables suivantes :

- Débits des pompes principales multicellulaires pour l'eau. La plage des valeurs s'étend de 0,5 m³/h à 15 m³/h avec une gamme de débits : [Qi=0,5, 1, 1,5, 3, 6, 9, 12, 15] m³/h

- Débits des pompes doseuses pour les fines. Pour des raisons techniques, nous n'avons pu réaliser nos expériences qu'avec la grande pompe donc les valeurs sont comprises entre 10 l/h et 60 l/h
- Densité des fines variant en conséquence entre 10 g/l et 300 g/l

Chaque débit de pompe en eau correspond à un événement pluvial selon la relation :

$$I = \frac{Q}{S} \times 1000$$

I : intensité de pluie en mm/h.

Q : débit de pompe en m³/h.

S : surface imperméable (250m²)

Le (tableau 35) illustre l'intensité de pluie correspondant pour chaque débit de pompe.

Débit de pompe (m ³ /h)	Intensité (mm/h)
0,5	2
1	4
3	12
6	24
9	36
12	48
15	60

Tableau 35 : intensités de pluie simulées en laboratoire pour la première étude

On peut calculer la concentration en MES dans les eaux injectées à partir de la relation suivante :

$$C_{MES} = \frac{D_{fines} \times Q_2}{Q_1}$$

C_{MES} : Concentration en MES mg/l dans les eaux.

D_{fines} : Densité des fines dans la cuve g/l.

Q₁ : Débit de pompe en eau m³/h.

Q₂ : Débit de pompe doseuse l/h.

Le (tableau 36) présente le plan d'expérience retenue après détermination des paramètres différents pour les données d'entrée.

Débits de la pompe doseuse en l/h						débits d'eau (m3/h)
30	20	30	40	50	60	15
24	48	24	32	40	48	12
18	36	18	24	30	36	9
24	24	36	48	20	24	6
20	24	18	24	30	36	3
15	30	18	24	30	36	1,5
20	20	30	16	20	24	1
10	10	15	20	25	30	0,5

Densité des fines en g/l					
100	300	300	300	300	300
100	100	300	300	300	300
100	100	300	300	300	300
50	100	100	100	300	300
50	50	100	100	100	100
20	50	50	50	50	50
20	20	50	50	50	50
10	20	20	20	20	50

200	400	600	800	1000	1200	Concentration de MES mg/l
-----	-----	-----	-----	------	------	---------------------------

Tableau 36 : le plan d'expérience de première étude sur la chaussée réservoir

11. Résultats et analyse des données expérimentales

On peut résumer les résultats des expériences dans le (tableau 37). Nous y trouvons les valeurs de la turbidité à l'entrée et à la sortie.

N° d'essai	Débits d'eau (m3/h)	Dosage fines (g/l)	Débits des fines (l/h)	MES (Mg/l)	Type de manipulation	Turbidité à l'entrée	Turbidité à la sortie
1	0,5	10	10	200	avec filtre	5	0
1	0,5	10	10	200	sans filtre	5	0
3	0,5	20	15	600	avec filtre	20	15
3	0,5	20	15	600	sans filtre	40	75-80
4	0,5	20	20	800	avec filtre	20	15
4	0,5	20	20	800	sans filtre	20	35
5	0,5	20	25	1000	avec filtre	25-30	20-25
5	0,5	20	25	1000	sans filtre	65-70	45
6	1	20	20	400	avec filtre	20	15
6	1	20	20	400	sans filtre	20	35
7	1	20	30	600	avec filtre	20	100
7	1	20	30	600	sans filtre	40-45	15
8	1,5	20	20	266,67	avec filtre	20	20
8	1,5	20	20	266,67	sans filtre	20	15
9	0,5	50	30	3000	avec filtre	250-255	75-80
9	0,5	50	30	3000	sans filtre	280-305	120-125
10	1	50	16	800	avec filtre	60-65	60
10	1	50	16	800	sans filtre	65	80
11	1	50	20	1000	avec filtre	65	40
11	1	50	20	1000	sans filtre	80-85	45-55
12	1	50	24	1200	avec filtre*	100	90-95
12	1	50	24	1200	sans filtre*	105	100
13	1	50	30	1500	avec filtre	180	80
13	1	50	30	1500	sans filtre	200-210	80
14	1,5	50	18	600	avec filtre	20	15
14	1,5	50	18	600	sans filtre	45	35
15	1,5	50	22	733,33	avec filtre	40	15
15	1,5	50	22	733,33	sans filtre	45	35
16	1,5	50	28	933,33	avec filtre	80	40
16	1,5	50	28	933,33	sans filtre	65	40
17	1,5	50	32	1066,67	avec filtre	105	80
17	1,5	50	32	1066,67	sans filtre	125	55
18	1,5	50	36	1200	avec filtre	145	80
18	1,5	50	36	1200	sans filtre	175	90
19	3	50	22	366,67	avec filtre	20	20
19	3	50	22	366,67	sans filtre	20	35
20	3	50	32	533,33	avec filtre	40	35
20	3	50	32	533,33	sans filtre	45	35
21	3	100	18	600	avec filtre	20	15
21	3	100	18	600	sans filtre	20	15
22	3	100	24	800	avec filtre	20	35
22	3	100	24	800	sans filtre	65	35
23	3	100	30	1000	avec filtre	35	240
23	3	100	30	1000	sans filtre	105	75
24	3	100	36	1200	avec filtre	145	80
24	3	100	36	1200	sans filtre	175	100
25	6	100	24	400	avec filtre	50	65
25	6	100	24	400	sans filtre	20	35
26	6	100	36	600	avec filtre	45	40
26	6	100	36	600	sans filtre	45	35
27	6	100	48	800	avec filtre	85	80
27	6	100	48	800	sans filtre	85	100
28	9	100	18	200	avec filtre	20	15
28	9	100	18	200	sans filtre	20	15

N° d'essai	Débits d'eau (m ³ /h)	Dosage fines (g/l)	Débits des fines (l/h)	MES (Mg/l)	Type de manipulation	Turbidité à l'entrée mg/l	Turbidité à la sortie mg/l
29	9	100	36	400	avec filtre	20	15
29	9	100	36	400	sans filtre	20	15
30	12	100	24	200	avec filtre	20	15
30	12	100	24	200	sans filtre	20	15
31	12	100	48	400	avec filtre	20	15
31	12	100	48	400	sans filtre	20	35
32	15	100	30	200	avec filtre	15	0-5
32	15	100	30	200	sans filtre	20	35
33	6	300	20	1000	avec filtre	35	0
33	6	300	20	1000	sans filtre	45	15
34	6	300	24	1200	avec filtre	125	60
34	6	300	24	1200	sans filtre	145	100
35	9	300	18	600	avec filtre	45	40
35	9	300	18	600	sans filtre	45	55
36	9	300	24	800	avec filtre	65	60
36	9	300	24	800	sans filtre	65	55
37	9	300	30	1000	avec filtre	85	80
37	9	300	30	1000	sans filtre	125	110
38	9	300	36	1200	avec filtre	105	100
38	9	300	36	1200	sans filtre	175	140
39	12	300	24	600	avec filtre	20	100
39	12	300	24	600	sans filtre	20-25	20-25
40	12	300	32	800	avec filtre	45	60
40	12	300	32	800	sans filtre	65	60
41	12	300	40	1000	avec filtre	105	120
41	12	300	40	1000	sans filtre	105	100
42	12	300	48	1200	avec filtre	145	105
42	12	300	48	1200	sans filtre	175	160
43	15	300	20	400	avec filtre	20	35
43	15	300	20	400	sans filtre	25	35
44	15	300	30	600	avec filtre	45	35
44	15	300	30	600	sans filtre	45	35
45	15	300	40	800	avec filtre	65	80
45	15	300	40	800	sans filtre	65	80
46	15	300	50	1000	avec filtre		
46	15	300	50	1000	sans filtre	125	140
47	15	300	60	1200	avec filtre	175	170
47	15	300	60	1200	sans filtre	175	165

(*) Expériences reprises pour vérification, à la fin des autres expériences, d'où une certaine augmentation de turbidité à la sortie

Tableau 37 : Résultats des différentes manipulations

11.1. Approche qualitative

Durant les expériences nous avons remarqué les phénomènes suivants :

- un dépôt de fines décantées dans la bouche d'injection.
- un dépôt de fines décantées dans la chaussée réservoir et plus particulièrement en aval.
- un colmatage du filtre pour les faibles débits et un décolmatage pour les forts débits
- un relargage de fines de la chaussée réservoir pour les débits les plus forts.

A noter que chaque début de manipulation s'accompagne d'une forte augmentation des courbes de turbidité sous le forme d'un pic nettement perceptible. Ce phénomène s'explique probablement par l'effet de mise en fonction des sondes à ultrasons avant que le liquide arrive sur les cellules tout. Par ailleurs, les pompes à eau sont soumises à un régime de débit très irrégulier lors de leur mise en route.

Il est donc normal d'enregistrer une variation de la turbidité au lancement de la manipulation avant d'arriver à une certaine stabilité, dont la valeur correspondante sera consignée pour servir à l'analyse quantitative.

11.1.1. Les données obtenues sans filtre

L'analyse portera sur deux registres, à savoir d'une part le débit qui correspond aux différentes précipitations cela permet de voir l'évolution des fines pour chaque palier de débit correspondant. D'autre part, nous tiendrons compte du débit des pompes doseuses sachant que les densités de fines vont varier de 10 à 300 g/l.

La (figure 34) présente l'expérience 13 avec faible débit ($1 \text{ m}^3/\text{h}$), qui montre une stabilisation quasi immédiate du phénomène de rétention des fines dans la structure. Au contraire la (figure 35) présente l'expérience 46 et montre clairement le relargage dû à l'important débit ($15 \text{ m}^3/\text{h}$) des fines contenues dans la structure avant stabilisation. Ces deux cas sont représentatifs des deux modes de fonctionnement de la maquette.

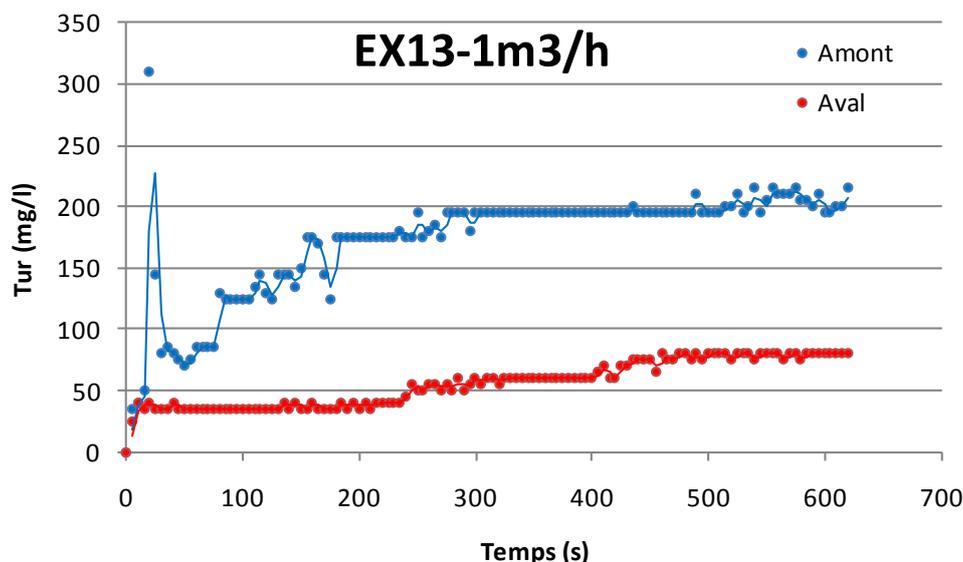


Figure 34 : Expérience 13 avec $1 \text{ m}^3/\text{h}$ sans filtre

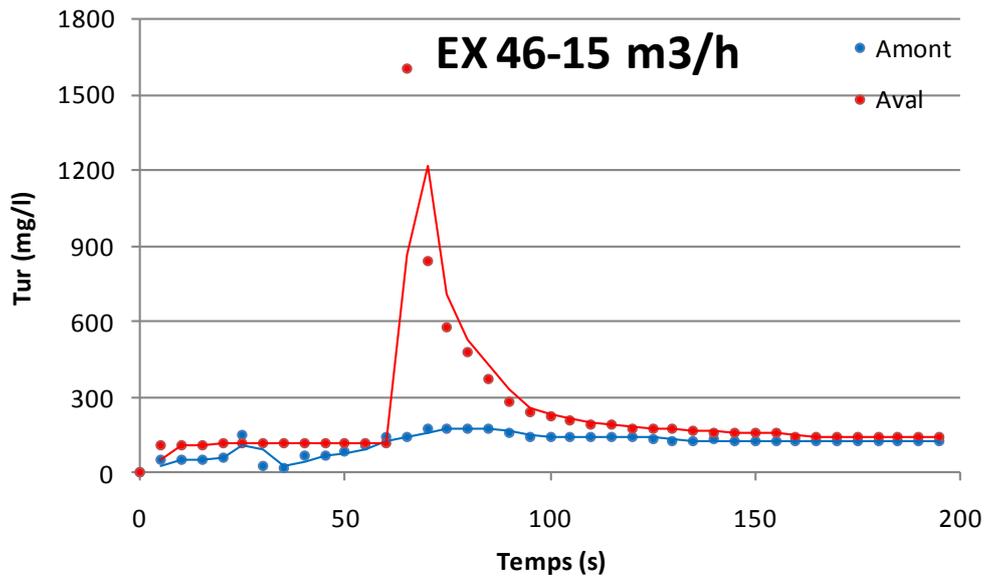


Figure 35 : Expérience 46 avec 15 m³/h sans filtre

Il est important de signaler que quel que soit le comportement de la courbe au cours de l'expérience, elle finit par se stabiliser. C'est cette dernière valeur de turbidité qui est enregistrée dans le (tableau 37).

11.1.2. Les données avec filtre

Tout comme lors de l'analyse, nous observons les mêmes phénomènes. (Figure 36, 37). La présence ou non du filtre ne modifie en rien le comportement général de la structure.

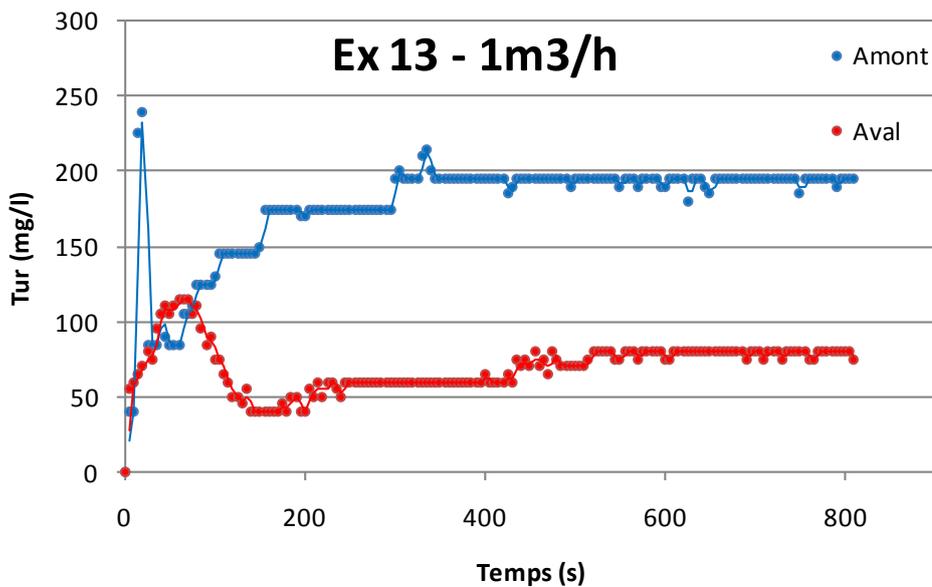


Figure 36 : Expérience 13 avec 1 m³/h avec filtre

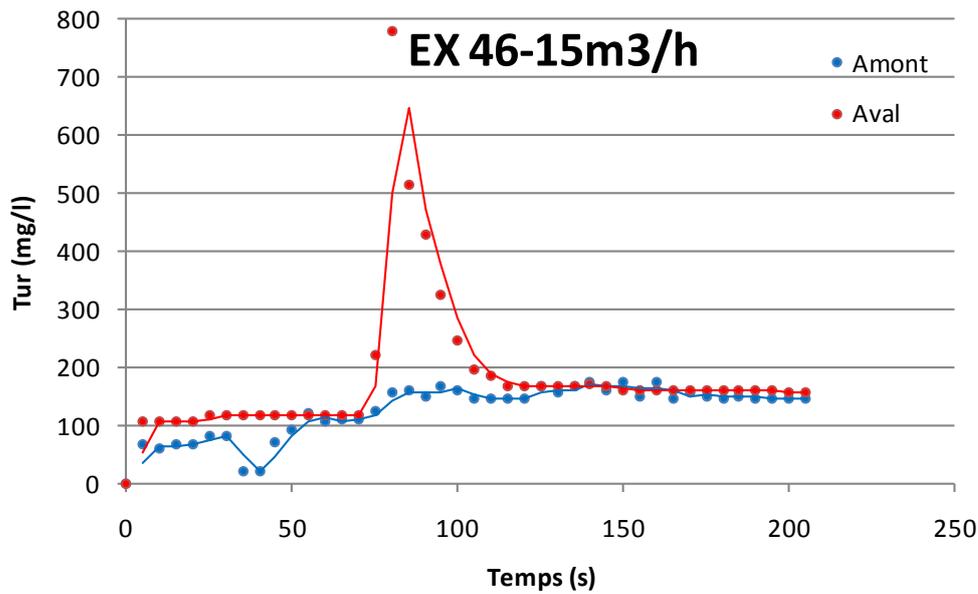


Figure 37 : Expérience 46 avec 15 m³/h avec filtre

Nous pouvons retenir que le comportement du dispositif est le même avec et sans filtre. Les débits d'eau importants entraînent toujours un relargage des fines à l'exutoire.

Par rapport aux deux analyses que nous avons effectuées, nous pouvons conclure que pour des débits d'eaux allant de 0,5 m³/h à 6 m³/h, une grande quantité de fines se dépose dans le corps de la chaussée puisque le palier de stabilité de turbidité à l'entrée de la structure est nettement supérieur à celui de la sortie. De plus, nous avons observé un colmatage du filtre pour ces valeurs de débits.

Pour des débits plus importants allant de 9 m³/h à 15 m³/h, un pic de turbidité est souvent observé à la sortie. L'hypothèse envisagée est celle d'un relargage vers l'exutoire des fines ayant été déposées lors des expériences précédentes..

Même si nous avons l'impression que le décolmatage par le relargage des fines correspond à un nettoyage, une grande partie reste néanmoins dans la chaussée.

Le relargage est favorisé également par le facteur temps, ce qui a été constaté lors de la reprise de manipulations après une longue interruption. L'eau joue en quelque sorte le rôle de colle entre les grains de fines, et lors du séchage de la masse les grains redeviennent libres et sont facilement arrachés par le passage de l'eau lorsqu'on reprend les expériences.

11.2. Analyse quantitative

Un rapide calcul permet de vérifier l'absence de risque de colmatage global de la partie réservoir de la chaussée.

Considérons une bouche d'injection pour 250 m² de surface imperméable, une pluviométrie annuelle moyenne de 700 mm, une surface de chaussée de 200 m², une épaisseur de réservoir de 40 cm, un indice des vides du matériau constituant le réservoir de 30%, une charge polluante en fines de 100 mg/l et d'une densité de fines de 1 (hypothèse sécuritaire).

Nous obtenons:

- un volume de stockage $V_s = (200 \text{ m}^2) \times (0,4 \text{ m}) \times (30\%) = 24 \text{ m}^3$
- un volume d'eau pluviale annuel $V_p = (250 \text{ m}^2) \times (700 \text{ mm}) = 175 \text{ m}^3/\text{an}$
- une masse de polluant $M_p = (175 \text{ m}^3/\text{an}) \times (100\text{mg/l}) = 17,5 \text{ kg}/\text{an}$
- soit avec une densité de 1, un volume de polluant de 17,5 l/an.
- le temps de colmatage global de la chaussée est donc de $24 \text{ m}^3 / 17,5 \text{ l}/\text{an}$ soit 1370 ans, à ramener à la durée de vie d'une chaussée (50 ans au moyen).

12. Efficacité du filtre

Nous avons remarqué que le filtre a été colmaté au début des expériences avec les débits d'eau les plus faibles, mais que lorsque nous sommes passés à des débits d'eau plus élevés, nous avons assisté à son décolmatage.

Pour calculer l'efficacité du filtre, nous avons sélectionné un ensemble d'expériences dont les résultats nous paraissaient fiables, (tableau 38).

N°	Type de manipulation	Turbidité à l'entrée en mg/l	Turbidité à la sortie en mg/l	pertes en charge de fines en %	Débits des fines en l/h	Débits d'eau en m3/h
5	avec filtre	25	20	0,2	25	0,5
9	avec filtre	250	75	0,7	30	0,5
11	avec filtre	65	40	0,38	20	1
12	avec filtre	100	90	0,1	24	1
13	avec filtre	180	80	0,56	30	1
16	avec filtre	80	40	0,5	28	1,5
17	avec filtre	105	80	0,24	32	1,5
18	avec filtre	145	80	0,45	36	1,5
20	avec filtre	40	35	0,13	32	3
24	avec filtre	145	80	0,45	36	3
34	avec filtre	125	60	0,52	24	6
36	avec filtre	65	60	0,08	24	9
38	avec filtre	105	100	0,05	36	9
42	avec filtre	145	105	0,28	48	12
44	avec filtre	45	35	0,22	30	15
47	avec filtre	175	170	0,03	60	15

N°	Type de manipulation	Turbidité à l'entrée en mg/l	Turbidité à la sortie en mg/l	Pertes en charge de fines en %	Débits des fines en l/h	Débits d'eau en m3/h
5	sans filtre	65	45	0,31	25	0,5
9	sans filtre	280	120	0,57	30	0,5
11	sans filtre	80	45	0,44	20	1
12	sans filtre	105	100	0,05	24	1
13	sans filtre	200	80	0,6	30	1
16	sans filtre	65	40	0,38	28	1,5
17	sans filtre	125	55	0,56	32	1,5
18	sans filtre	175	90	0,49	36	1,5
20	sans filtre	45	35	0,22	32	3
24	sans filtre	175	100	0,43	36	3
34	sans filtre	145	100	0,31	24	6
36	sans filtre	65	55	0,15	24	9
38	sans filtre	175	140	0,2	36	9
42	sans filtre	175	160	0,09	48	12
47	sans filtre	175	165	0,06	60	15

Tableau 38 : expériences servant à estimer l'efficacité du filtre

L'efficacité du filtre est calculée en comparant les valeurs de turbidité avec et sans filtre.

On peut calculer l'efficacité du filtre avec la formule suivante :

$$e_f = \frac{T_{sf} - T_{af}}{T_{sf}} \times 100$$

Où : e_f est l'efficacité du filtre %, T_{sf} est la turbidité sans filtre (mg/l), et T_{af} est la turbidité avec filtre (mg/l).

Nous obtenons les résultats du (tableau 39) reproduits sur la (figure 38).

Turbidité à l'entrée avec filtre (mg/l)	Turbidité à l'entrée sans filtre (mg/l)	efficacité du filtre (%)	Débits d'eau (m3/h)
25	65	0,62	0,5
250	280	0,11	0,5
100	105	0,05	1
65	80	0,19	1
180	200	0,1	1
145	175	0,17	1,5
105	125	0,16	1,5
145	175	0,17	3
40	45	0,11	3
125	145	0,14	6
105	175	0,4	9
65	65	0	9
145	175	0,17	12
175	175	0	15

Tableau 39 : calcul de l'efficacité du filtre

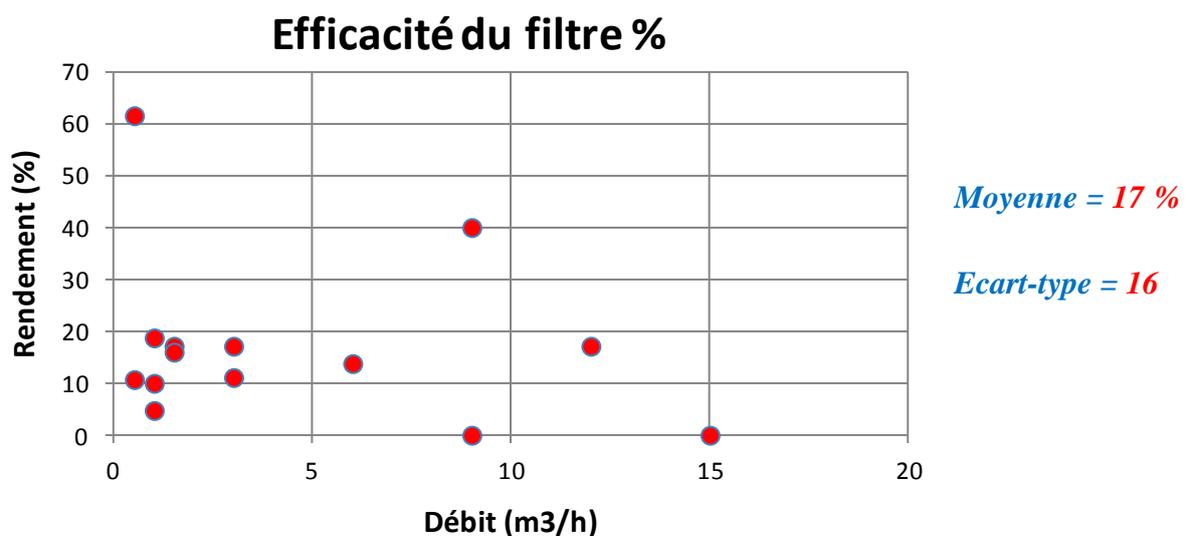


Figure 38 : Rendement du filtre en fonction de débit

Nous remarquons dans la (figure 38) que les points sont relativement regroupés pour les débits faibles de 0,5 à 6 m³/h. Mais lorsque nous évoluons vers des débits élevés, les points se dispersent. Nous pouvons conclure que le rendement du filtre est difficilement lié au débit et qu'il est en moyenne de 17% avec un fort écart type.

La (figure 39) montre que le filtre n'a pas une grande efficacité.

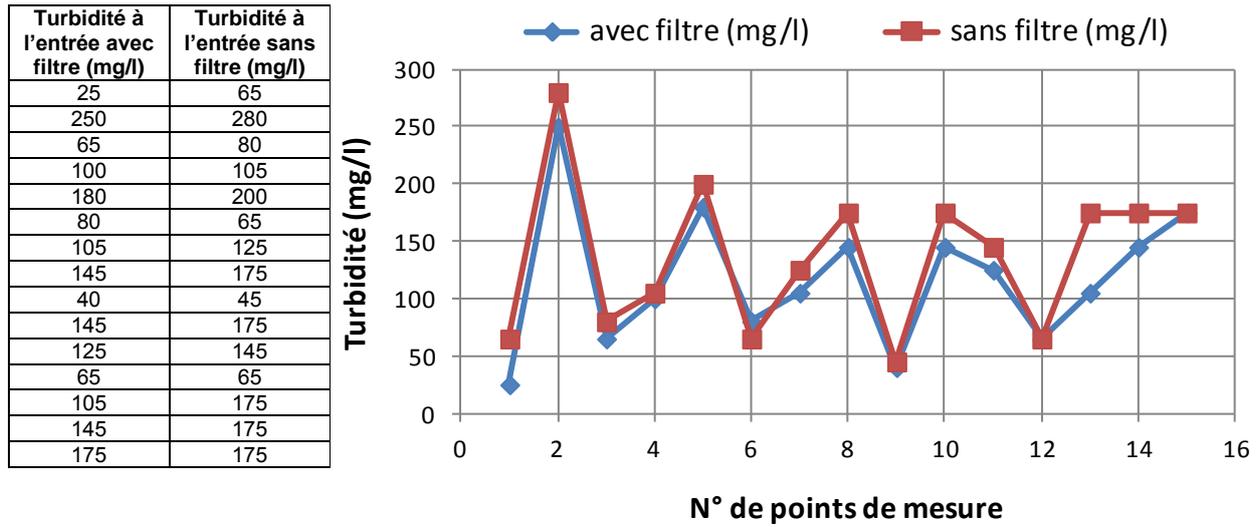


Figure 39 : Comparaison des turbidités avec et sans filtre à l'entrée de la structure

13. Rendement de la structure

Pour calculer le rendement de la structure réservoir, nous avons gardé l'ensemble des résultats des expériences.

$$r = \frac{T_e - T_s}{T_e} \times 100$$

Où : r est le rendement (%), T_e est la turbidité à l'entrée (mg/l), et T_s est la turbidité à la sortie (mg/l).

Le rendement moyen de la structure réservoir est de 32% avec un écart type important (figure 40).

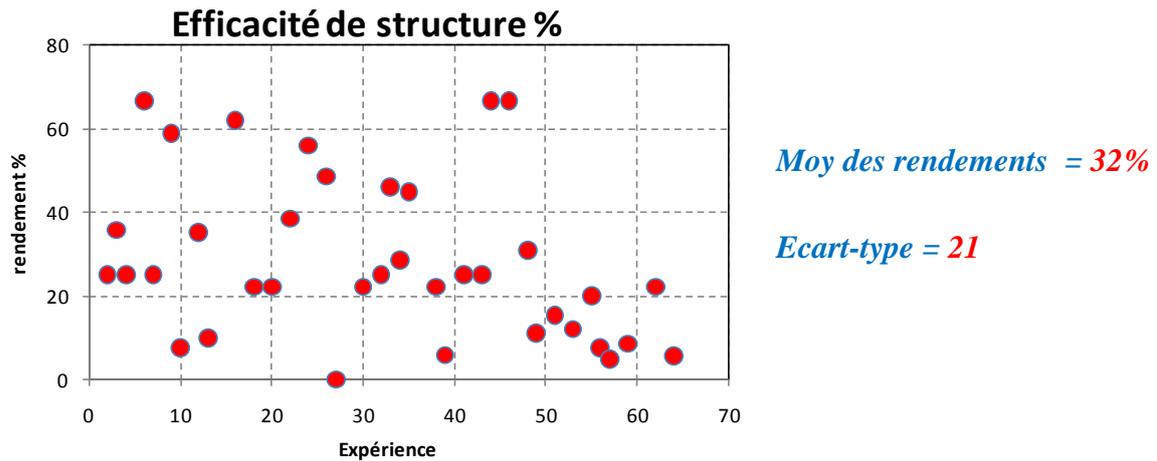


Figure 40 : Rendement de structure %

Le nombre d'expériences nous permet de calculer une tendance de l'évolution du rendement fonction du débit. En effectuant la moyenne des rendements pour chaque classe de débit (tableau 40) nous obtenons la courbe de tendance de la (figure 41).

Débit (m3/h)	Moyenne de rendement (%)
0,5	41
1	39
1,5	44
3	33
6	33
9	12
12	12
15	24

Tableau 40 : moyenne des rendements en fonction du débit

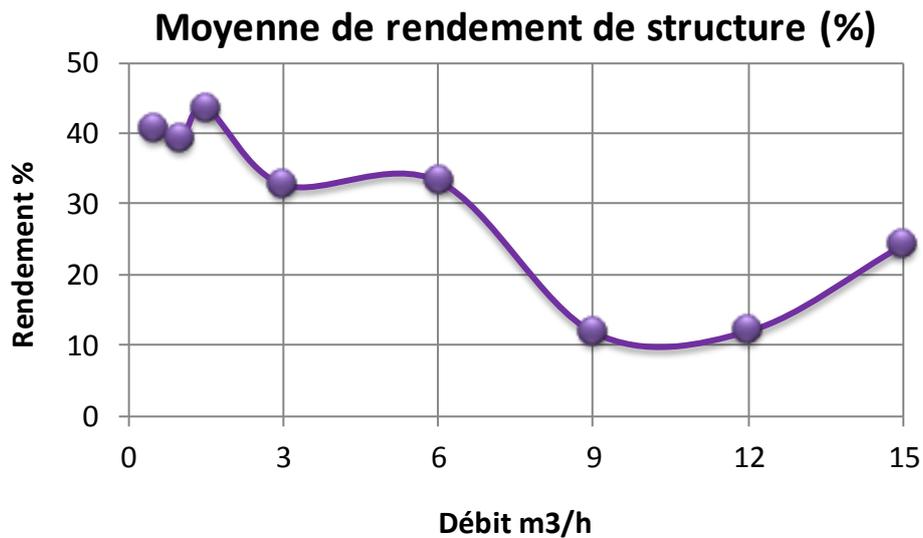


Figure 41 : Rendement de structure en fonction du débit

La valeur moyenne du rendement en fonction des différents débits d'eau suit une certaine logique jusqu'à 12 m³/h. On observe une évolution des rendements inversement proportionnelle à celle des débits. Mais à partir de 12 m³/h, la valeur moyenne du rendement repart dans le sens inverse c'est-à-dire augmente, alors que normalement elle devrait continuer diminuer. Nous n'avons pas d'explication à ce phénomène.

14. Conclusion

L'objet de cette étude portait sur la fraction fine (inférieure à 200 µm) des matières en suspension (MES), celles de taille supérieure étant toutes arrêtées par le filtre.

Les expériences ont démontré une efficacité de coupure du filtre de l'ordre de 15 à 20 % sur la granulométrie étudiée. Elles ont en outre mis en valeur l'absence totale de problèmes hydrauliques. Le dépôt des fines se fait à deux niveaux :

- dans le corps de la chaussée, ce qui a été clairement mesuré, ainsi que le phénomène de relargage pour les forts débits ;
- dans la bouche d'injection, ce qui n'a pas été systématiquement mesuré mais qui a été vérifié de temps en temps lors de mesures de la turbidité au niveau du tuyau d'alimentation de la bouche d'injection. La valeur de turbidité mesurée à cet endroit est nettement plus élevée que celle mesurée à la sortie de la bouche d'injection.

Nous avons également pu observer des dépôts de fines très importants dans la partie aval de la chaussée réservoir. Cette observation nous pousse à émettre l'hypothèse que les fines migrent dans la chaussée de l'amont vers l'aval ce qui peut-être à l'origine de colmatages ponctuels au droit d'ouvrages singuliers. Le colmatage global de la chaussée (plus de 1000 ans) n'est quant à lui pas un problème au regard de la durée de vie moyenne de la chaussée (50 ans).

La bouche d'injection avec l'unité de filtration sera l'objet d'une deuxième étude présentée dans la partie suivante. Son objectif est de tester la capacité hydraulique de différents types de filtres, de calculer leur l'efficacité à capter les MES et de savoir comment le filtre réagira à la présence d'hydrocarbures totaux. On a conduit cette étude après avoir fait une modification de la maquette.

Deuxième étude expérimentale en laboratoire de bouche d'injection avec filtre

1. Introduction

La première étude sur la maquette a permis de montrer la capacité de l'ensemble de la structure (la bouche d'injection avec l'unité de filtration et la chaussée réservoir) à retenir les matières en suspension « MES », ainsi que le rôle de la bouche d'injection dans la protection vis à vis du risque de colmatage.

Par aller plus avant, les partenaires ont souhaité étudier l'efficacité du même dispositif sur d'autres caractéristiques de la pollution des eaux pluviales, à la fois en laboratoire et sur le terrain et de croiser les résultats.

La maquette instrumentée a été adaptée pour étudier l'effet de la présence d'hydrocarbures dans les eaux pluviales en la simulant par injection d'huile de colza et en simulant des pluies mensuelles et décennales. Connaissant les concentrations en amont du filtre de la bouche d'injection, les mesures à l'aval démontreront la capacité des filtres à arrêter les hydrocarbures tout en vérifiant que la capacité du dispositif hydraulique ne s'en trouve pas affectée.

L'étude comporte les phases suivantes :

- Modification du dispositif expérimental en laboratoire.
- Réalisation de l'expérimentation en laboratoire.
- Analyse de l'expérimentation de laboratoire.

2. Modification de la maquette du laboratoire

Les modifications envisagées ont deux objectifs : permettre l'injection d'huile de colza permettant de simuler une pollution par les hydrocarbures et créer un by-pass du corps de la chaussée afin de mesurer l'efficacité du filtre de bouche d'injection vis-à-vis de ce type de polluant.

3. Modifications appliquées à la maquette

3.1. Remplacements des pompes « fines »

Les pompes doseuses existantes ont subi une abrasion importante qui les a rendues inutilisables. Leur remplacement par une pompe unique doseuse à membrane débitant 60 l/h est donc nécessaire.

Le débit minimum garanti doit être égal à 10% du débit nominal (figure 42). Pour éviter une abrasion prématurée du dosage, un système autonettoyant doit être prévu installé. Cela consiste en la purge de la pompe après chaque utilisation qui évite un dépôt des « fines » et l'obturation de la membrane et du clapet de sortie. Il est nécessaire d'amener de l'eau courante à proximité. La pompe est asservie à l'automate par une commande analogique. Le réservoir de « fines » est rapproché de la pompe doseuse.



Figure 42 : Remplacement des pompes doseuses par une pompe unique

3.2. Dosage des hydrocarbures

Le dosage des hydrocarbures sera effectué par une pompe doseuse permettant d'assurer un débit minimum de 2,78 ml/h commandée par l'automate en analogique. La réserve d'huile de colza sera située à proximité de la pompe.

3.3. Prélèvement d'échantillons

Un préleveur portable de type S900P de 24 flacons de 350ml en verre est placé à proximité de l'aval de la chaussée réservoir. Sa fréquence de prélèvement est asservie au débitmètre venturi.

P.S : suite à divers problèmes le dispositif n'a pas été installé, et le prélèvement des échantillons a été effectué manuellement.

3.4. Canalisations de la bouche d'injection

Les conduites aval des pompes a eau sont changées afin de permettre la mise en place des cannes d'injection des pompes doseuses et de libérer suffisamment de place pour reculer la bouche d'injection.

Pour gagner un maximum de place, la bouche d'injection est déplacée verticalement pour permettre la mise en place d'un by-pass de la chaussée réservoir à vannes DN200.

3.5. Réfection du canal venturi

Pour assurer une meilleure étanchéité, la liaison entre la chaussée et le canal sera remplacée et réalisée en béton hydrofuge.

3.6. Modification de l'automatisme

L'ajout d'un dosage supplémentaire et du « by-pass » impose la modification de la supervision, de la macro Excel et du programme de l'automate pour permettre le chargement des points de consignes.

La supervision de la maquette a été conçue pour travailler sous deux modes différents, un mode « manuel » et un mode « automatique » (figure 43).

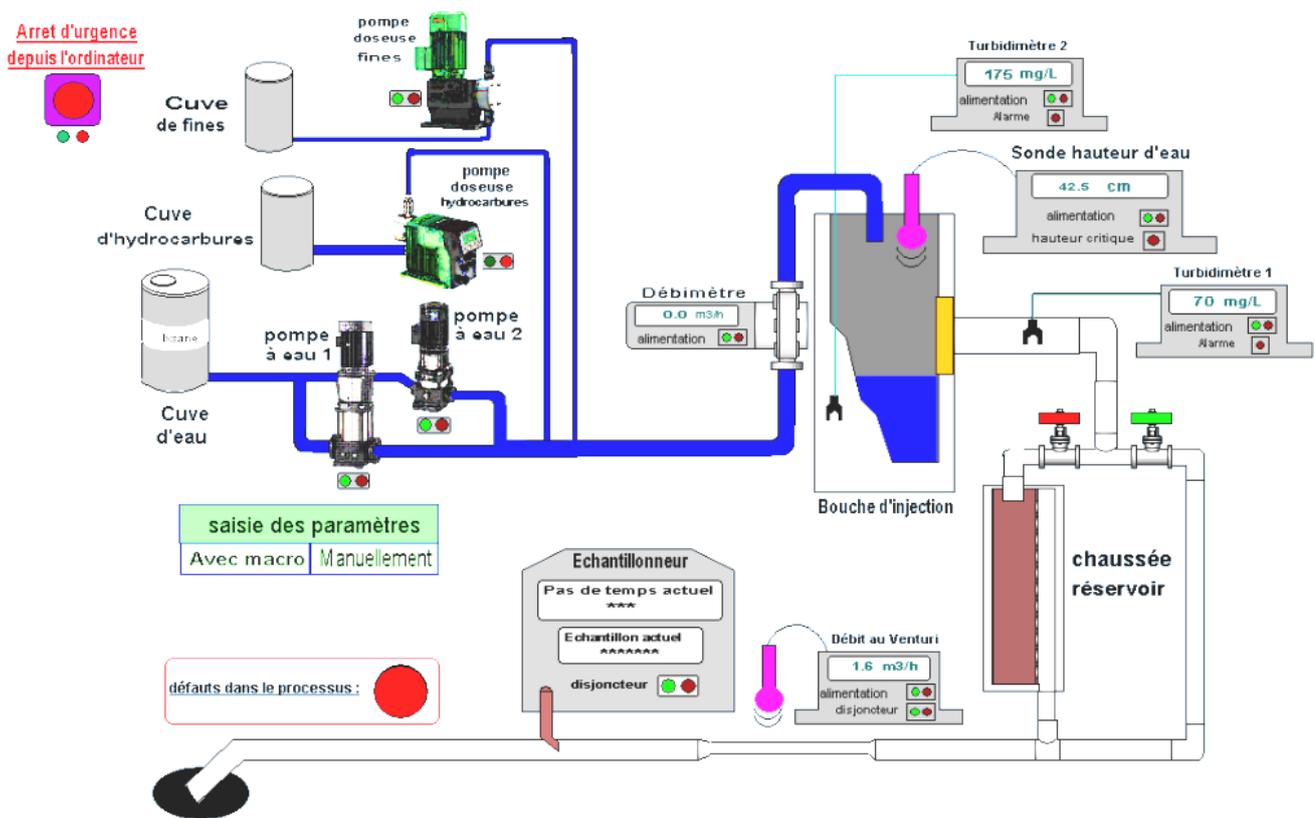


Figure 43 : schéma de principe de la supervision de contrôle de maquette après la modification.

La maquette après modification permet de simuler des eaux pluviales ruisselant comme précédemment, les fluides étant envoyés dans la bouche d'injection par le biais des pompes. Ils traversent le filtre par le by-pass et par le canal de "Venturi".

La (figure 44) illustre le schéma de principe de la maquette après la modification.

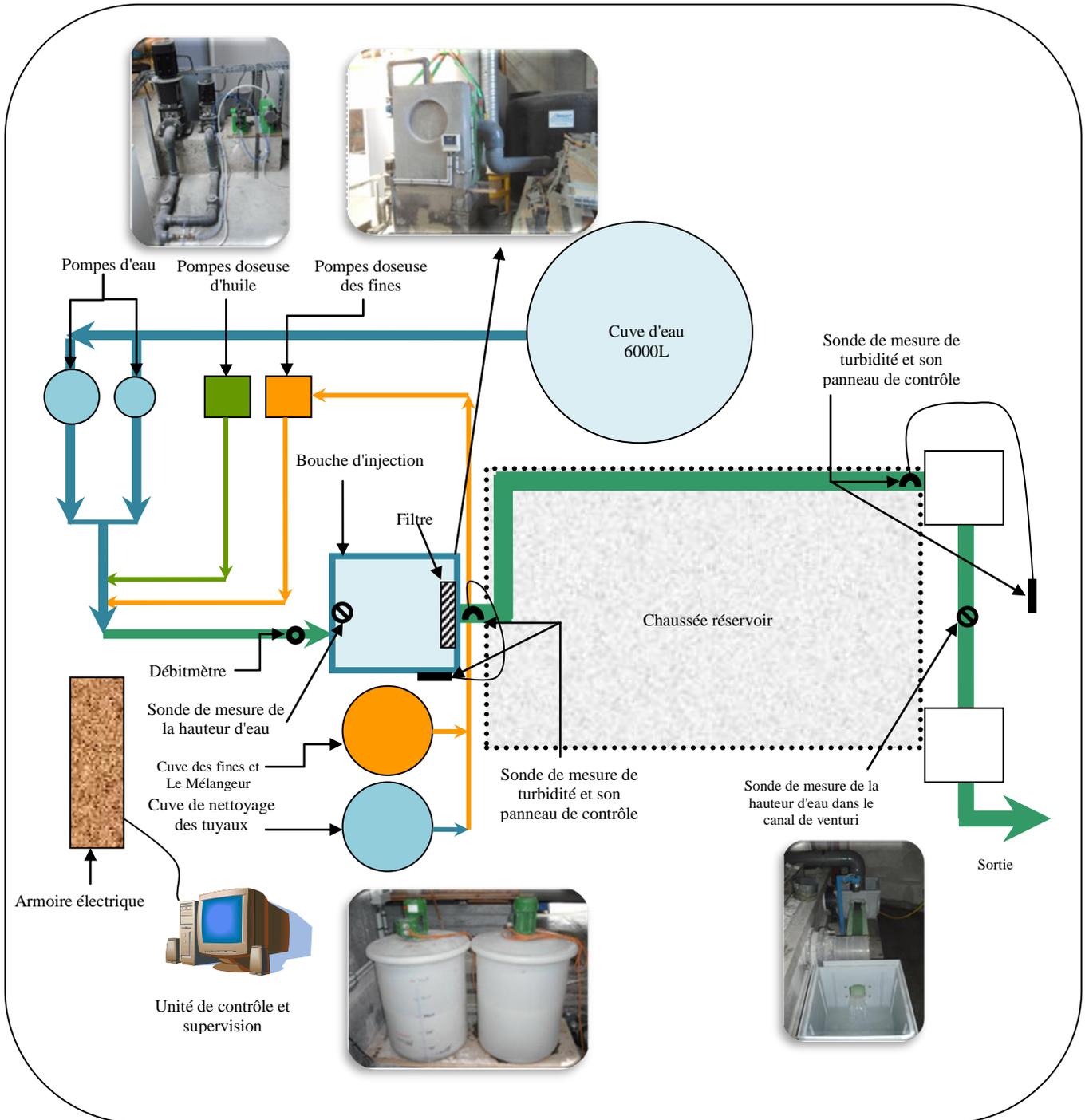


Figure 44 : schéma de principe de la maquette après la modification.

4. Simulation de la pluie et des MES

Nous appliquons pour cette deuxième étude expérimentale le même principe pour simuler la pluie, c'est-à-dire les mêmes caractéristiques pluviométriques :

- Intensité maximale (orage) de l'événement pluvieux : $I_{\max}=100$ mm/h

- Intensité moyenne de l'événement pluvieux : $I_{\text{moy}}=60$ mm/h
- Intensité minimale de l'événement pluvieux : $I_{\text{min}}=2$ mm/h

Avec la surface imperméable : $S_i=250$ m²

Et un coefficient de ruissellement dans le micro bassin versant de $C = 1$

Les débits correspondants à ces intensités sont, comme précédemment :

- $Q_{\text{max}} = I_{\text{max}} \times S_i = 0,1 \times 250 = 25 \text{ m}^3/\text{h}$
- $Q_{\text{moy}} = I_{\text{moy}} \times S_i = 0,06 \times 250 = 15 \text{ m}^3/\text{h}$
- $Q_{\text{min}} = I_{\text{min}} \times S_i = 0,002 \times 250 = 0,5 \text{ m}^3/\text{h}$

Pour simuler les MES, on utilise la même fine industrielle que précédemment.

5. Simulation des Hydrocarbures Totaux HCT

La pollution par les hydrocarbures est simulée par l'injection de l'huile de **colza** au niveau de la bouche d'injection par la pompe doseuse (figure 45).

On peut calculer la concentration en HCT (huile) (ou le débit de pompe doseuse) dans les eaux injectées à partir de la relation suivante :

$$C_{\text{huile}} = \frac{D_{\text{huile}} \times Q_2}{Q_1}$$

C_{huile} : Concentration en HCT **mg/l** dans l'eau.

D_{huile} : Densité de l'huile (900) **g/l**.

Q_1 : Débit de pompes à eau **m³/h**.

Q_2 : Débit de la pompe doseuse **l/h**.

On rappelle que l'huile de colza (figure 46) est utilisée dans le secteur automobile comme un carburant vert. Son utilisation pour l'expérience est pertinente puisqu'elle ne met pas en péril la sécurité

du laboratoire ni celle des réseaux d'assainissement.

Une analyse a été effectuée suivant la norme



Figure 45 : Injection d'huile de Colza par la pompe doseuse

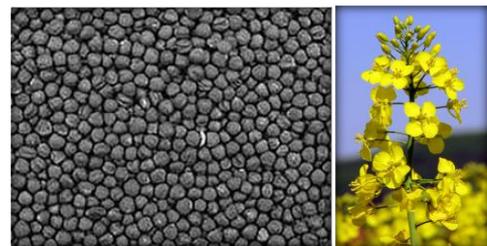


Figure 46 : Fleur et grains de COLZA

expérimentale « **essais des eaux** » **T 90-114** pour extraction et analyse spectrophotométrique a confirmé que l'huile de colza se comporte comme un hydrocarbure.

6. Plan d'expérience de la deuxième étude

L'expérience, se décompose selon :

- Détermination de la capacité hydraulique du filtre étudié pour plusieurs intensités de l'événement pluvieux.
- Etude de la capacité du filtre à capturer les MES avec deux concentration (500 et 1000) mg/l.
- Etude de la capacité et du comportement du filtre en présence de HCT (huile de colza) avec une concentration de 100 mg/l.
- Etude de la capacité et du comportement du filtre en présence de MES et HCT simultanés.

Nous avons travaillé en fonction des variables suivantes :

- gamme des débits d'eau : $[Q_i = 1, 3, 6, 12, 15, 24] \text{ m}^3/\text{h}$. pour deux période (10 et 15 min).
- concentrations en MES : (500 et 1000 mg/l) ce qui donne des valeurs des débits des pompes comprises entre 10 l/h et 60 l/h
- concentration en HCT fixe de 100 mg/l.

Le (Tableau 41) illustre l'intensité de pluie correspondant pour chaque débit de pompe à eau.

Débit de pompe (m^3/h)	1	3	6	12	15	24
Intensité (mm/h)	4	12	24	48	60	96

Tableau 41 : intensités de pluie simulées en laboratoire

Nous avons réalisé en premier une série d'expériences en envoyant plusieurs débits d'eau sans polluants pour déterminer la capacité hydraulique du filtre. Puis, nous avons envoyé la même série de débits avec les fines (MES) seules puis la même série avec l'huile (HCT) seule. Enfin les MES et l'huile sont injectées ensemble. Le (tableau 42) présente le plan d'expérience qu'en découle.

Expérience	Débits des pompes (m3/h)	Durée (min)	MES (mg/l)	HCT (mg/l)
Eau	1, 3, 6, 12, 24	10		
Eau+ fines	1, 3, 6, 12, 24	10	500	
Eau+huile	1, 3, 6, 12, 24	10		100
Eau+fines+huile	1, 3, 6, 12, 24	10	500	100

Expérience	Débits des pompes (m3/h)	Durée (min)	MES (mg/l)	HCT (mg/l)
Eau	1, 3, 6, 12, 15, 24	15		
Eau+ fines	1, 3, 6, 12, 15, 24	15	1000	
Eau+huile	1, 3, 6, 12, 15, 24	15		100
Eau+fines+huile	1, 3, 6, 12, 15, 24	15	1000	100

Tableau 42 : Plan d'expérience de la deuxième étude

7. Les filtres étudiés

7.1. Filtre ADOPTA

Il est constitué d'un support en nid d'abeille, revêtu de géotextile non tissé sur les deux faces (figure 47). Il s'emboîte dans un cadre aluminium à ouverture adaptée pour le changement du filtre. L'étude du filtre ADOPTA est l'objectif principal de notre étude.



Figure 47 : Filtre ADOPTA

7.2. Filtre CREAT BLANC

Il s'agit d'une superposition de géotextile et de grille plastique rigide. Chaque couche est formée d'une grille avec deux couches de géotextile blanc (figure 48). On fait varier le nombre des couches de façon à avoir trois catégories de filtre en douze, huit et six couches. Ce type du filtre est conçu pour

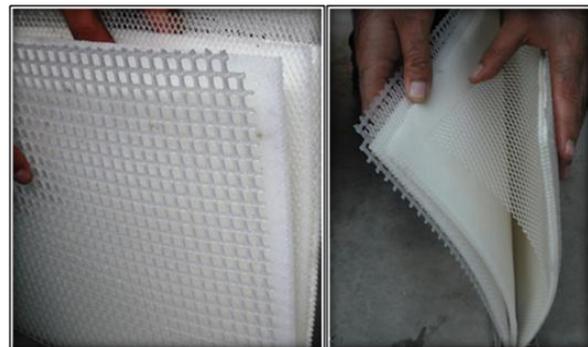


Figure 48 : Filtre Creat blanc

capturer les métaux lourds avec le textile spécial. On étudiera sa capacité hydraulique, et son efficacité à capturer les MES uniquement.

7.3. Filtre CREAT GRIS

C'est le même principe que le filtre CREAT blanc (figure 49).

Le géotextile gris est un peu plus épais que le blanc. On l'étudiera de la même façon que le blanc.



Figure 49 : Filtre Creat gris

7.4. Filtre MORTELECQUE

Le filtre de la Société MORTELECQUE est composé d'un support en nid d'abeille le même qu'ADOPTA revêtu de textile sur les deux faces dont le diamètre des pores est de 80 μ m (120 μ m pour un second type (figure 50).



Figure 50 : Filtre Mortelecque

Les filtres s'emboîtent dans un cadre aluminium à ouverture adaptée pour leur changement et se mettent en place dans une porte filtre en bouche d'injection (figure 51).

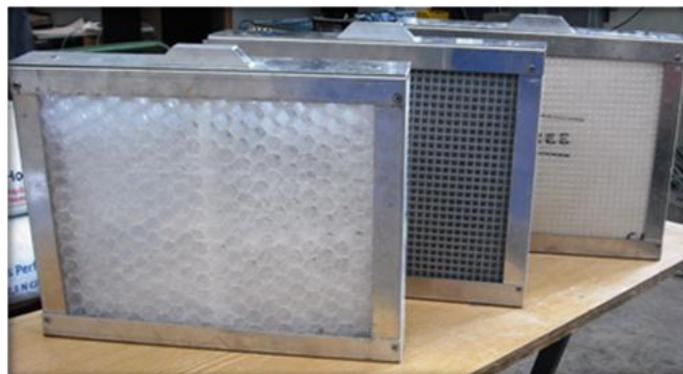


Figure 51 : Types de filtre étudiés dans les cadres aluminium

Le (tableau 43) illustre les expériences appliquées sur les filtres étudiés.

Expérience	ADOPTA	CREAT BLANC	CREAT GRIS	MORTELECQUE
Eau	√	√	√	√
Eau+ fines	√	√	√	√
Eau+huile	√	×	×	×
Eau+fines+huile	√	×	×	×

Tableau 43 : expériences menées sur les différents filtres

8. Résultats des études sur filtre d'ADOPTA

8.1. Etude comparative selon la hauteur d'eau dans la bouche d'injection

La première étape est la détermination de la capacité hydraulique du filtre pour plusieurs intensités de l'événement pluvieux. Puis on mesure l'évolution de la hauteur d'eau dans la bouche d'injection avec les polluants, ce qui permet de connaître le niveau de colmatage du filtre en présence de ces polluants.

La sonde au dessus de la bouche d'injection nous donne une mesure continue du niveau d'eau, qui est enregistré dans l'ordinateur de contrôle.

Cette sonde ne mesure plus le niveau d'eau quand il atteint la côte 720 mm (Zone morte).

La hauteur d'eau augmente en présence des polluants (MES) à cause du colmatage partiel des pores du filtre.

La (figure 52) illustre toutes les dimensions de la bouche d'injection

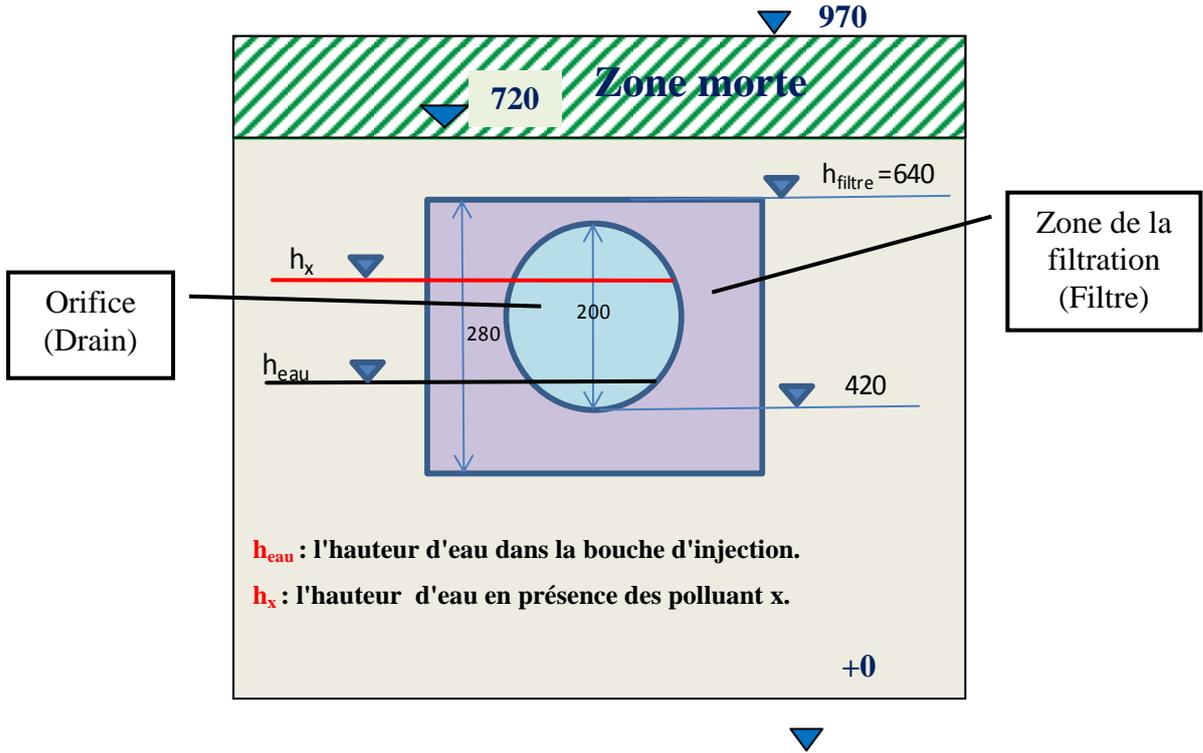


Figure 52 : dimensions du dispositif dans la bouche d'injection

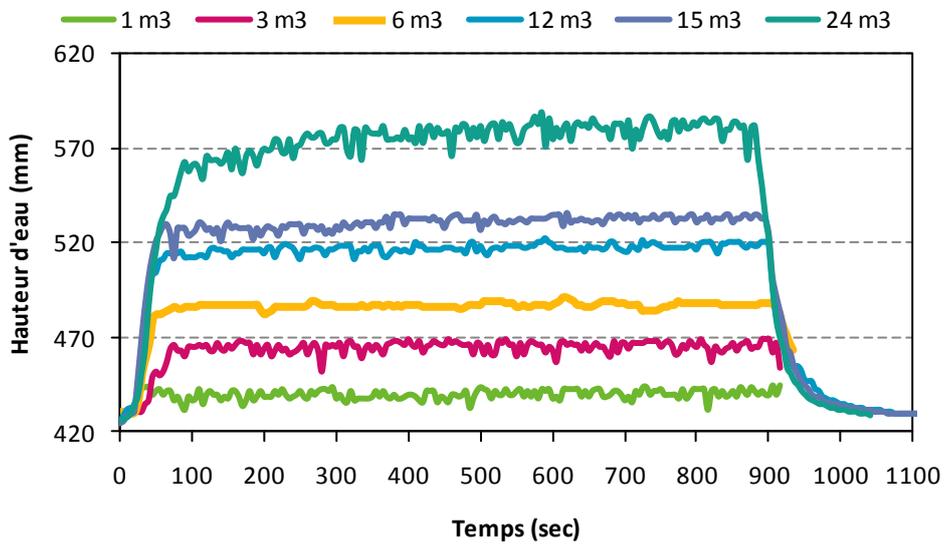


Figure 53 : capacité hydraulique du filtre ADOPTA

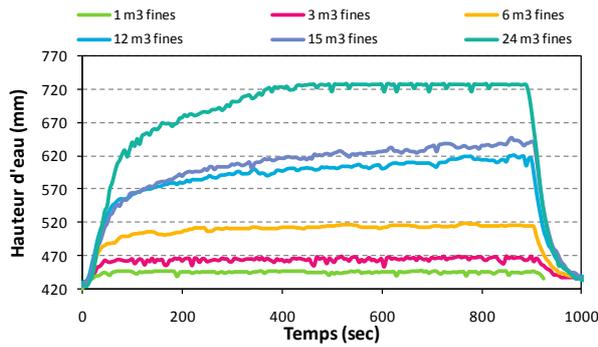
La hauteur d'eau dans la bouche d'injection pour la série de débits étudiés est présentée dans la (figure 53). On trouve que le filtre ADOPTA a une bonne capacité hydraulique.

Nous réalisons les mêmes expériences avec la même série de débits avec les matières en suspension pour les deux concentrations puis avec l'huile seule, et enfin avec les MES et l'huile ensemble comme indiqué dans le (tableau 44).

Q= 1, 3, 6, 12, 15, 24 m ³ /h MES = 1000 mg/l Durée de chaque essai D = 15min	Q= 1, 3, 6, 12, 24 m ³ /h MES = 500 mg/l Durée de chaque essai D = 10 min
Q= 1, 3, 6, 12, 24 m ³ /h HCT = 100 mg/l Durée de chaque essai D = 15 min	Q= 1, 3, 6, 12, 24 m ³ /h HCT = 100 mg/l Durée de chaque essai D = 10 min
Q= 1, 3, 6, 12, 15, 24 m ³ /h MES = 1000 mg/l HCT = 100 mg/l Durée de chaque essai D = 15min	Q= 1, 3, 6, 12, 15, 24 m ³ /h MES = 500 mg/l HCT = 100 mg/l Durée de chaque essai D = 10min

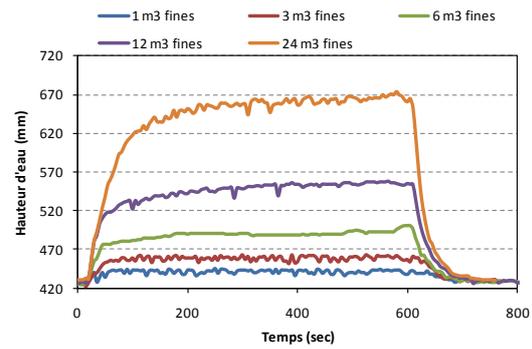
Tableau 44 : Série de tests pour l'étude comparative de la hauteur d'eau dans la bouche

La (figure 54) [a, b, c, d, e, f] illustre tous les expériences en présence des polluants (MES et HCT) selon différentes concentrations.



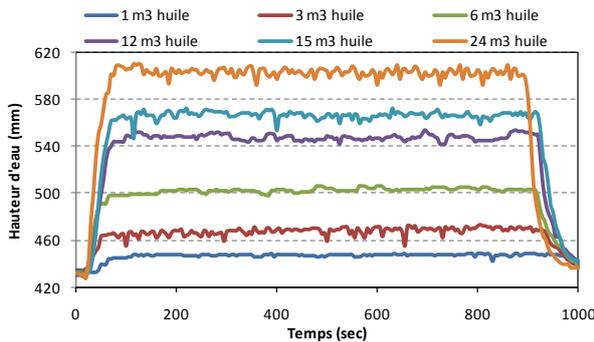
(a) Hauteur d'eau avec MES = 1000 (mg/l)

Durée d'expérience D = 15 min



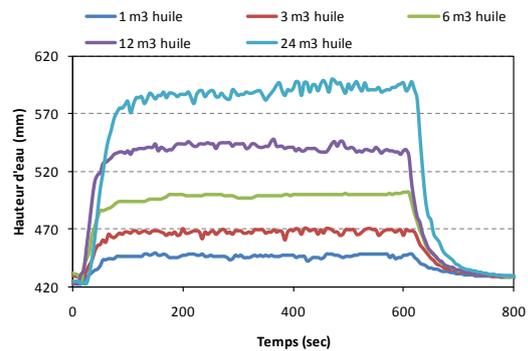
(b) Hauteur d'eau avec MES = 500 (mg/l)

Durée d'expérience D = 10 min



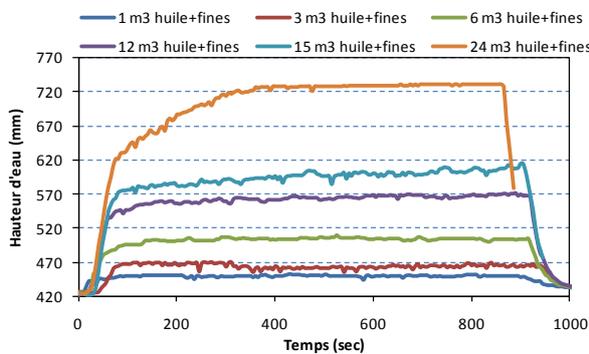
(c) Hauteur d'eau avec HCT = 100 (mg/l)

Durée d'expérience D = 15 min



(d) Hauteur d'eau avec HCT = 100 (mg/l)

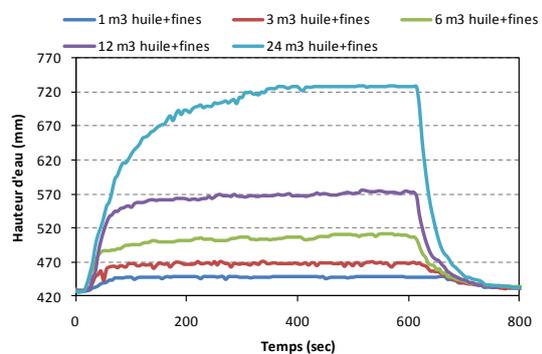
Durée d'expérience D = 10 min



(e) Hauteur d'eau avec MES = 1000 (mg/l) et

HCT = 100 (mg/l)

Durée d'expérience D = 15 min



(f) Hauteur d'eau avec MES = 500 (mg/l) et

HCT = 100 (mg/l)

Durée d'expérience D = 10 min

Figure 54 : [a, b, c, d, e, f] étude comparative de la hauteur d'eau dans la bouche d'injection avec ou sans polluants (MES et HCT)

Il faut noter que chaque série d'expérience est conduite sans nettoyage de la bouche d'injection et du filtre. Les (figure 54 a et b) montrent l'évolution de la hauteur d'eau dans la bouche d'injection avec les MES (fines). Pour les faibles débits (1, 3, 6 m³/h) on ne remarque

pas de perturbation de l'eau dans la bouche d'injection ce qui permet de décanter une grande partie des MES par conséquent la stabilisation rapide du niveau d'eau. Par contre pour les moyens et forts débits (9, 12, 15, 14 m³/h) la turbulence de l'eau, d'une part, et la remise en suspension des fines décantées précédemment (surtout dans les cinq premières minutes), d'autre part il diminue la décantation des MES, qui se traduit par une augmentation rapide du niveau d'eau à cause d'un colmatage partiel de la partie mouillée du filtre. On remarque la même chose dans les (figures 45) (e) et (f) qui présentent l'injection des MES avec l'huile HCT.

L'injection de l'huile avec une concentration de 100 mg/l ne change rien au niveau d'eau dans la bouche d'injection (figures 54 c et d).

Eprenant la hauteur moyenne d'eau dans la bouche d'injection pour chaque débit on fait une comparaison entre les deux séries d'expérience, ce qui permet également de mesurer l'effet de l'huile sur la capacité de filtration en fonction de la concentration en MES. Les (tableau 45 et 46) illustrent les hauteurs moyennes pour toutes les expériences.

Q m3/h	H _{moy} Eau (mm)	H _{moy} Fines (mm)	H _{moy} Huile+Fines (mm)	H _{moy} Huile (mm)
1	440	444	450	448
3	465	470	469	470
6	487	516	504	503
12	517	614	568	549
15	532	637	607	566
24	580	860	760	602

Tableau 45 : Hauteurs moyennes d'eau avec la concentration en MES de 1000 mg/l

Q m3/h	H _{moy} Eau (mm)	H _{moy} Fines (mm)	H _{moy} Huile+Fines (mm)	H _{moy} Huile (mm)
1	440	441	448	448
3	465	467	468	470
6	487	495	509	503
12	517	555	572	549
24	580	667	728	602

Tableau 46 : Hauteurs moyennes d'eau avec la concentration en MES de 500 mg/l

Il faut noter que la sonde ne mesure pas le niveau d'eau quand il arrive le niveau 720 mm (Zone morte), pour cela nous avons fait d'interpolation de courbe d'hauteur en mesurant le niveau manuellement. C'est le cas pour le débit $24 \text{ m}^3/\text{h}$ dans le (tableau 45).

Les valeurs dans des tableaux sont présentées sur les (figures 55 et 56)

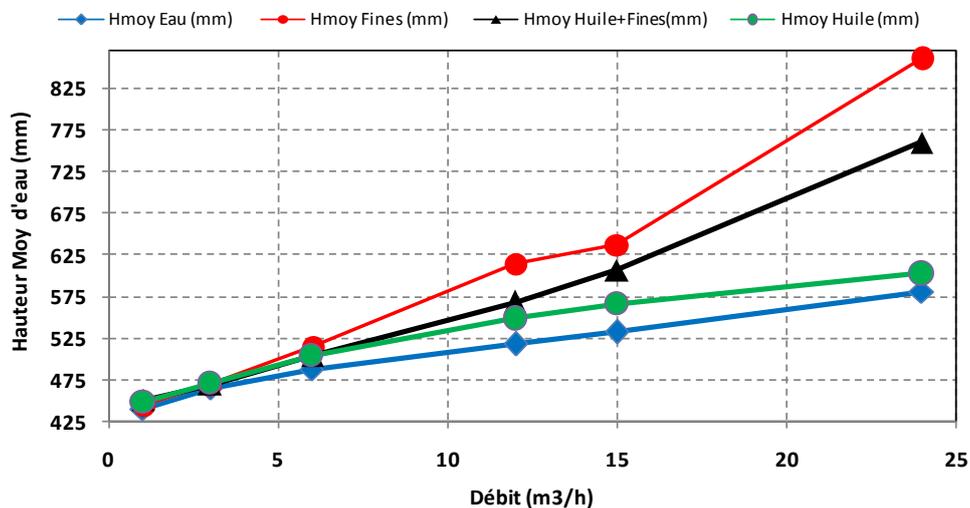


Figure 55 : Niveaux moyens d'eau avec la concentration en MES de 1000 mg/l

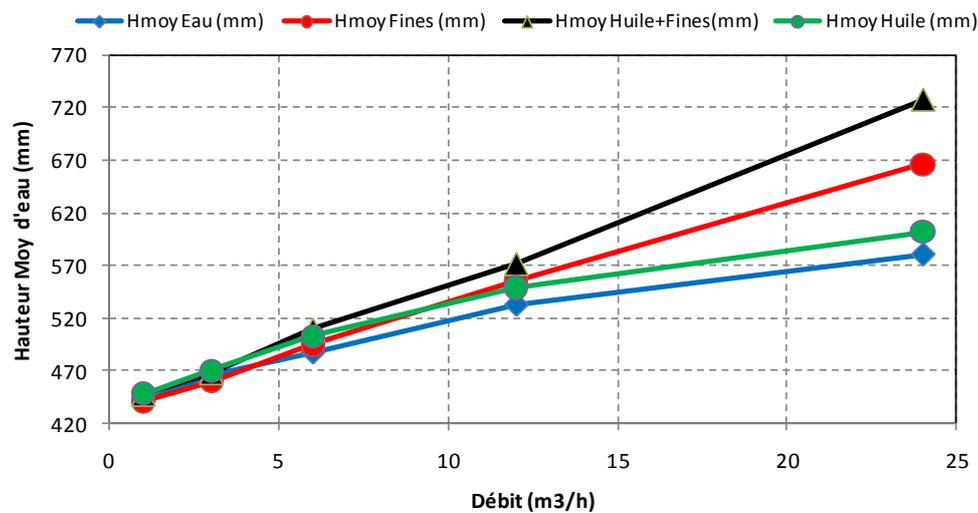


Figure 56 : Niveaux moyens d'eau avec la concentration en MES de 500 mg/l

Nous remarquons que pour les faibles débits ($1, 3, 6 \text{ m}^3/\text{h}$), la présence des polluants (MES et huile) ne change presque rien à la hauteur d'eau. Par contre avec l'augmentation de débit on remarque des différences avec la présence des polluants.

Pour les moyens et forts débits ($9, 12, 15, 24 \text{ m}^3/\text{h}$), nous observons de plus sur la figure (55) que la hauteur d'eau en présence des fines seules (MES = 1000 mg/l), est la plus élevée avec fines et huile ensemble (MES = 1000 mg/l) et (HCT=100 mg/l). Mais on remarque le cas

inverse dans la (figure 56) ou le plus haut niveau d'eau est noté pour l'essai avec fines et huile ensemble (MES=500 mg/l) et (HCT=100mg/l).

Pour mieux comprendre l'effet de la huile sur le niveau d'eau dans la bouche d'injection, on présente ci après une comparaison des niveaux d'eau en présence des MES, avec et sans huile.

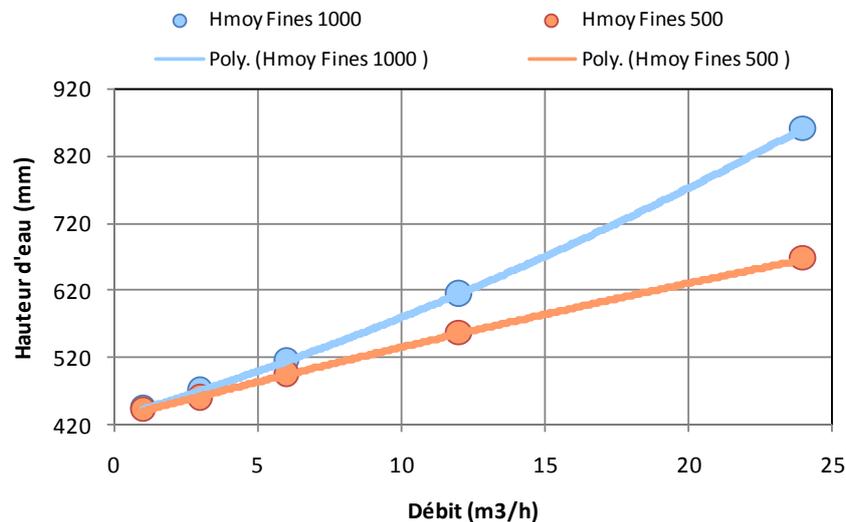


Figure 57 : Comparaison des niveaux d'eau avec deux concentrations en MES (1000 et 500) mg/l

La figure (57) illustre les niveaux d'eau pour chaque débit avec deux concentrations en MES (1000 et 500 mg/l). On peut dire que l'augmentation de la concentration entraîne l'augmentation du niveau d'eau, ce qui est normal.

Mais la (figure 58) montre que le niveau d'eau ne change pas en présence d'huile quelque soit la concentration des MES.

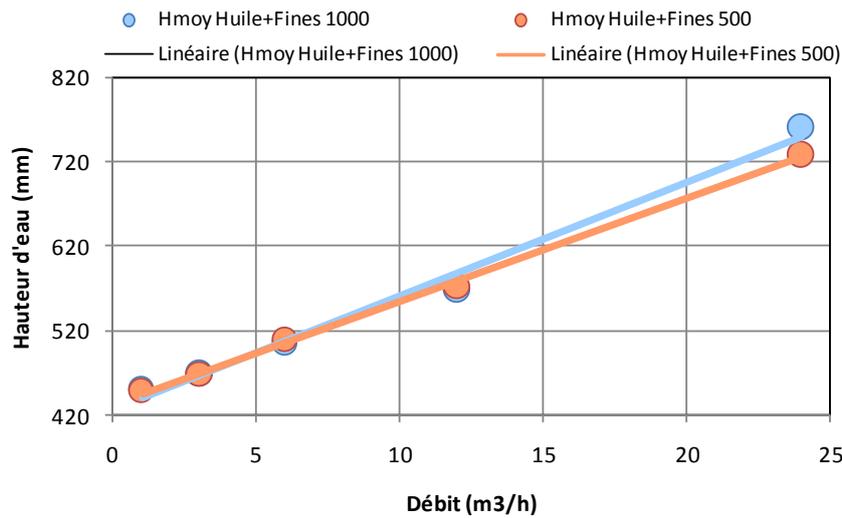


Figure 58 : Niveaux d'eau pour chaque débit avec les deux concentrations en MES (1000 et 500) mg/l en présence d'huile

Pour calculer le pourcentage d'évolution du niveau d'eau en présence des polluants, on utilise la relation suivante :

$$\Delta h\% = \left(\frac{h_x}{h_{\text{eau}}} - 1 \right) \times 100$$

$\Delta h\%$: Pourcentage d'augmentation d'eau dans la bouche d'injection en présence du polluant.

h_{eau} : Hauteur moyenne d'eau dans la bouche d'injection qui correspond au débit injecté.

h_x : Hauteur moyenne d'eau en présence du polluant pour le même débit.

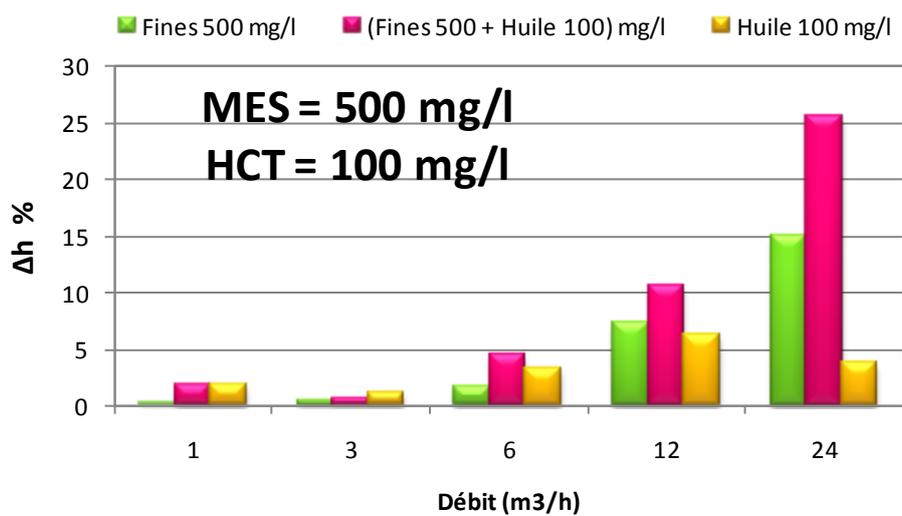


Figure 59 : évolution de la hauteur d'eau en présence des polluants MES=500mg/l, HCT=100mg/l

L'évolution du niveau d'eau en présence des polluants (MES, huile, et les deux ensemble) en fonction des débits donne une idée sur la capacité de filtration. La (figure 59) présente le pourcentage d'évolution de la hauteur d'eau en fonction des débits de pompage dans la bouche d'injection, en présence de MES = 500 mg/l, de huile =100 mg/l, et les deux ensemble (MES=500 mg/l et huile=100 mg/l).

Nous remarquons que pour tous les débits, la hauteur d'eau en présence des MES et des l'huile ensemble est supérieure à celle en présence des MES seules ou de l'huile seule. Pour les faibles débits (1, 3, 6 m³/h), on ne trouve pas une grand différence avec un maximum de 5%. Par contre pour les débits plus élevés, la différence augmente et atteint 25% pour le débit 24m³/h. On remarque aussi que le mélange huile et fines (MES=500mg/l et HCT=100mg/l) colmate plus vite que les MES seule ou l'huile HCT seule.

Dans le deuxième cas, où la concentration des MES=1000 mg/l, et de l'huile=100 mg/l (figure 60). On observe le même comportement pour les faibles débits (1, 3, 6 m³/h). En revanche, la hauteur d'eau avec les fines (MES=1000 mg/l) seules est toujours supérieure à celle avec le mélange fines et huile ensemble ou avec l'huile seule, sauf avec le débit 24 m³/h (31%).

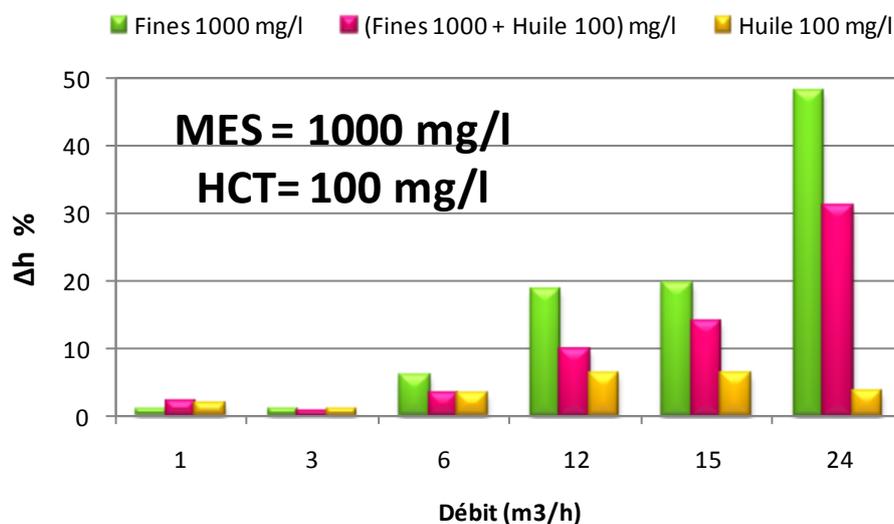


Figure 60 : évolution de la hauteur d'eau en présence des polluants MES=1000mg/l, HCT=100mg/l

La (figure 61) illustre la comparaison des niveaux d'eau en présence des polluants (MES) dans les deux concentrations (1000 et 500 mg/l) avec et sans huile.

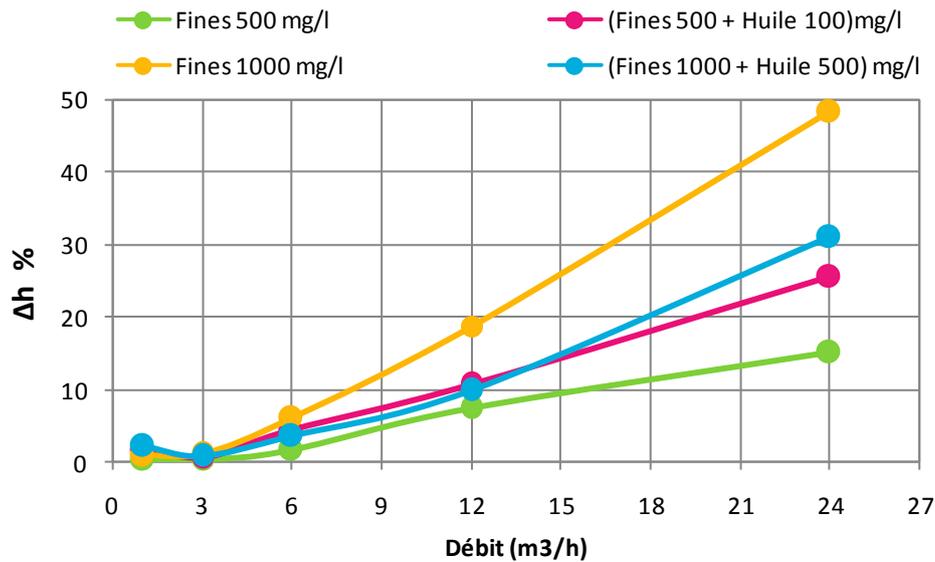


Figure 61 : comparaison des niveaux d'eau en présence des polluants

La différence du niveau d'eau apparaît clairement avec les forts débits, où le huile a des effets positifs pour la concentration 500 mg/l, et des effets négatifs pour la concentration 1000 mg/l.

8.2. Etude du rendement du filtre ADOPTA vis-à-vis des MES

Après avoir étudié la hauteur d'eau dans la bouche d'injection pour connaître le comportement du filtre et estimer son degré de colmatage, nous avons déterminé le rendement du filtre d'ADOPTA en réalisant une étude quantitative de la turbidité à l'entrée et à la sortie de la bouche d'injection.

Les valeurs de turbidité sont enregistrées par le poste de télégestion selon un pas de temps de 5 s.

Préalablement aux essais proprement dits, nous avons effectué une série « à blanc » afin de nous assurer de la fiabilité des valeurs transmises par les turbidimètres. Il est apparu que ces dernières sont correctes à faible débit, mais qu'il est difficile d'obtenir des valeurs stables à fort débit, les sondes des turbidimètres étant alors « secouées » par l'écoulement.

Les deux sondes de turbidité sont situées à l'aval du filtre, une directement à la sortie du filtre, et l'autre à la sortie du by-pass, soit environ 6 m après le filtre et juste à l'entrée du canal de Venturi. Nous avons remarqué après plusieurs séries d'expériences que les valeurs turbidité mesurées par la deuxième sonde sont inférieures à celles de la première. Cette différence de

valeur est attribuée au dépôt d'une partie des fines dans la canalisation (by-pass de la chaussée réservoir) située entre les deux points de mesure.

La concentration en MES à l'entrée est connue (1000 mg/l). Les fines sont injectées par la pompe doseuse depuis la petite cuve où une certaine quantité de fines est mélangée avec l'eau (la densité de fines est calculé à partir du débit de pompe doseuse et le débit de la pompe à eau). Les valeurs de turbidité à l'aval du filtre pour la première série d'expériences (avec fines) sont illustrées dans la (figure 62) [a, b, c, d, e, f] ; les résultats de la deuxième série (avec fines et huile ensemble) sont présentés dans la (figure 63) [g, h, i, j, k, l].

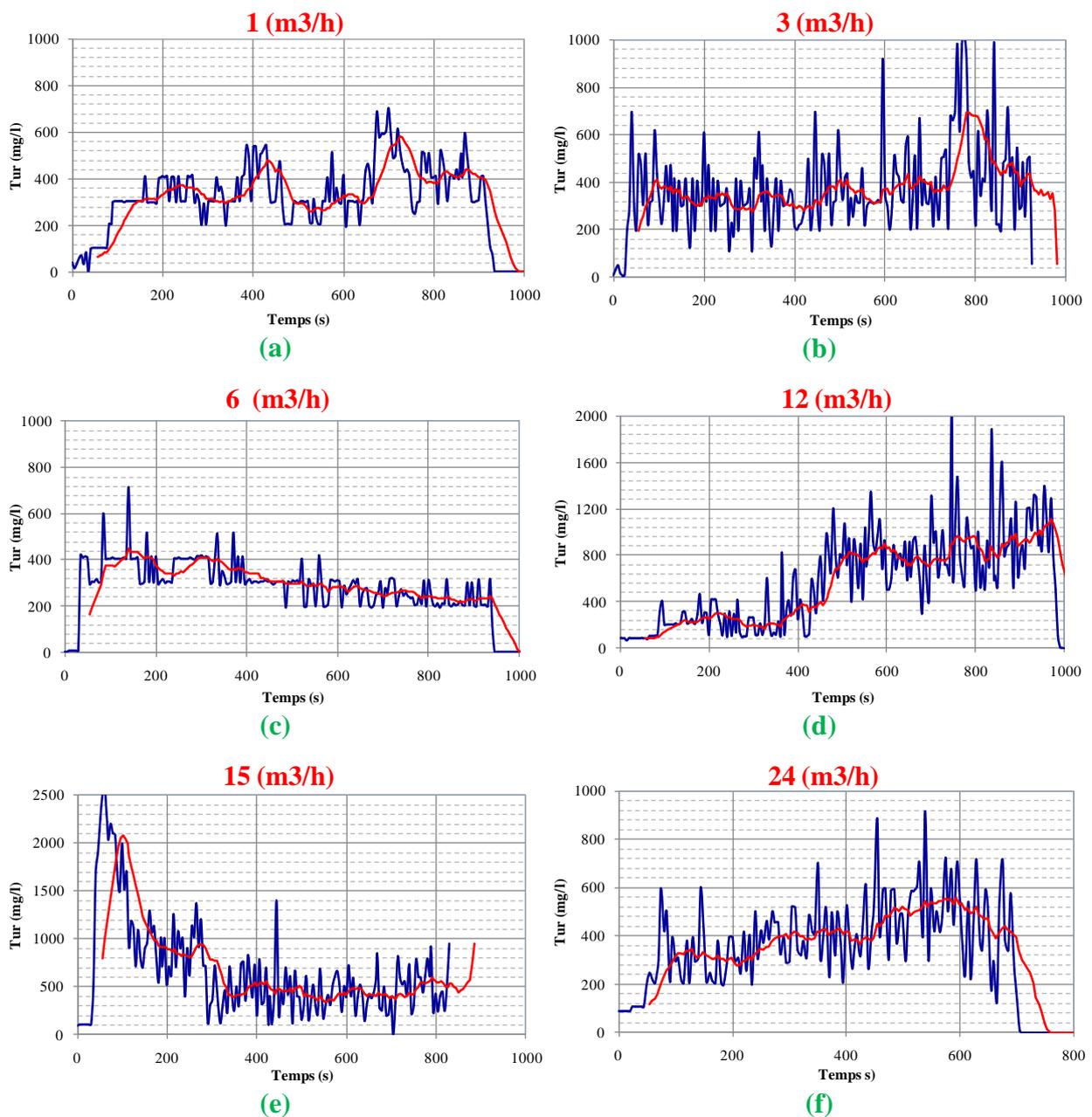


Figure 62 a, b, c, d, e, f: Mesures de turbidité en aval du filtre pour chaque débit

(Expérience avec fines 1000 mg/l)

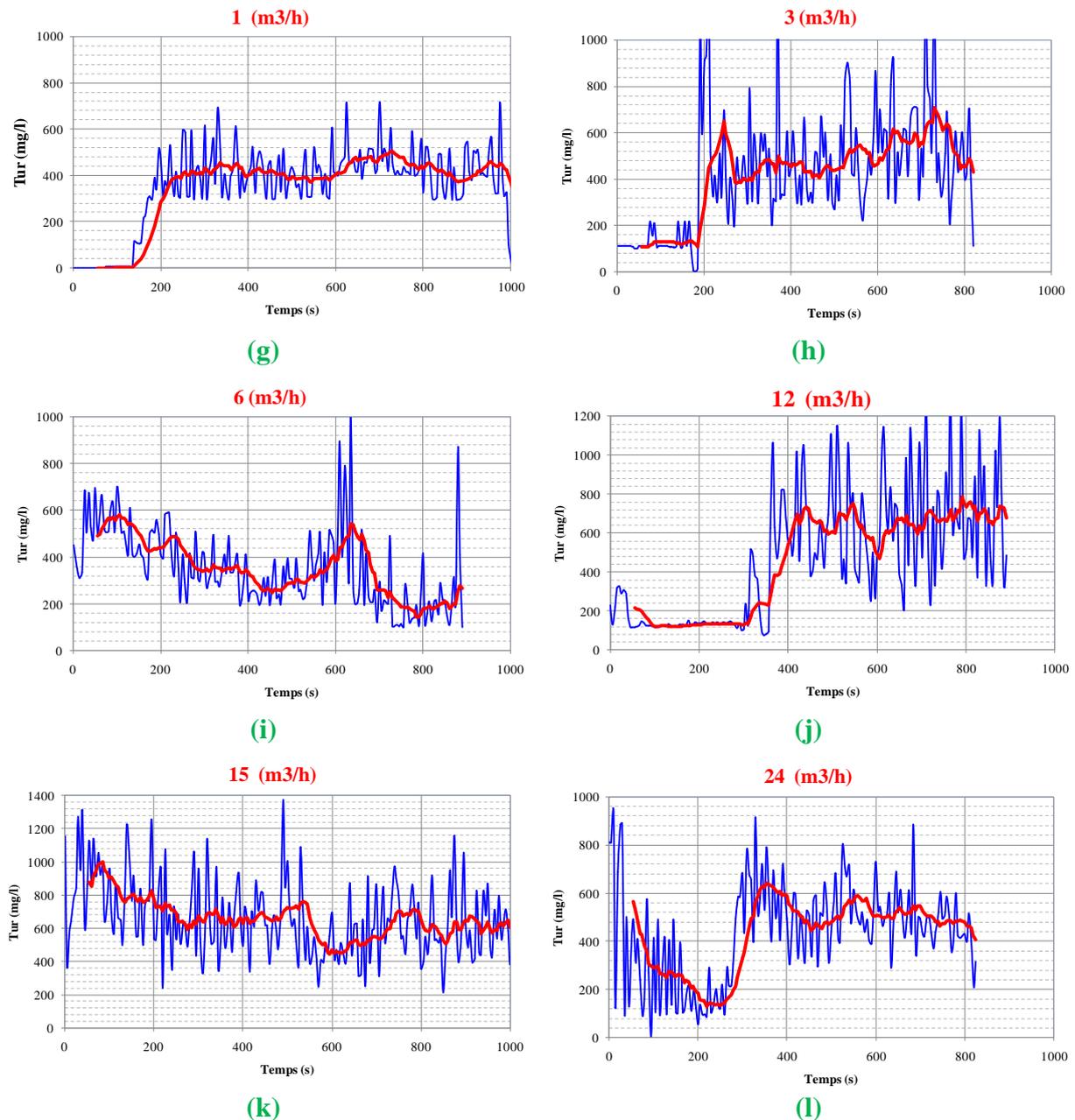


Figure 63 g, h, i, j, k, l : Mesures de turbidité en aval du filtre pour chaque débit
(Expérience avec fines 1000 mg/l et huile 100 mg/l)

On remarque dans les (figure 62) et (63) que les courbes de turbidité mesurée en aval du filtre en présence des MES avec ou sans huile ont pour leur majorité une allure commune selon les différentes valeurs de débit.

Au début des essais (excepté pour les très forts débits) on observe une plage durant laquelle le filtre remplit correctement son rôle. Survient ensuite pour les débits supérieurs à 3m³/h (excepté pour l'expérience à 6m³/h sans huile) une phase plus ou moins brève durant laquelle la turbidité à l'aval augmente fortement. Cette augmentation s'explique par un relargage

brutal des fines accumulées sur le filtre lui-même sous l'effet de l'écoulement qui correspond à un décolmatage.

Après ce décolmatage, le filtre retrouve un pouvoir de coupure maximum, et la turbidité mesurée est égale voire inférieure à celle mesurée avant le décolmatage. On remarque également globalement une efficacité moindre du filtre pour les débits les plus importants, qui génèrent des écoulements remettant en suspension une partie des produits de décantation de la bouche d'injection.

On observe également de façon générale une diminution de la capacité de filtration des MES du filtre en présence d'huile

La (figure 64) montre le dépôt décanté au fond de la bouche d'injection après vidange et les fines qui colmatent le filtre ADOPTA.

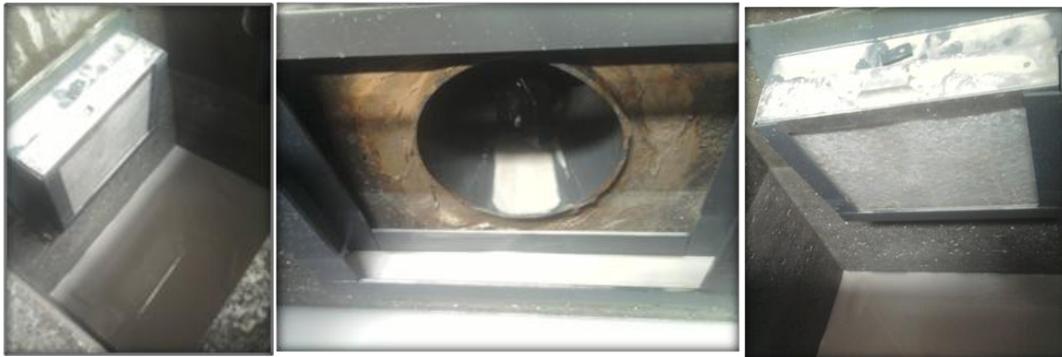


Figure 64 : dépôts décantés dans la bouche d'injection

Pour connaître plus précisément l'effet de l'huile (HCT) sur le comportement du filtre, on fait une étude quantitative de turbidité mesurée en aval du filtre avec et sans huile.

Nous pouvons calculer l'efficacité du filtre à partir de la relation suivante :

$$r = \frac{T_e - T_s}{T_e} \times 100$$

Où : **r** est le rendement (%), **T_e** est la turbidité à l'entrée (mg/l), et **T_s** est la turbidité à la sortie (mg/l).

Dans ce qui suit, pour calculer les valeurs de rendement, nous considérons que la turbidité à l'entrée est fixée à 1000 mg/l, et ne tenais pas compte de la décantation d'une partie de fines en amont, ni à l'inverse de la remise en suspension dans la bouche d'injection, surtout pour les moyens et forts débits. Il est en effet difficile d'obtenir une bonne estimation de la turbidité réelle en amont du filtre, une mesure ponctuel dans la bouche d'injection n'ayant

qu'une représentativité limitée compte-tenu de la complexité de l'écoulement à l'intérieur de la bouche.

Le (tableau 47) présente les valeurs moyennes de turbidité mesurée pour les deux cas (avec et sans huile) et les rendements associés.

Débit (m ³ /h)	1	3	6	12	15	24
Turbidité moy (mg/l) (Fines)	367	405	371	303	839	426
Rendement (%)	63	60	63	42	16	57
Turbidité moy (mg/l) (Fines+Huile)	419	495	399	442	671	516
Rendement (%)	58	51	60	56	33	48

Tableau 47 : rendement du filtre vis-à-vis de MES 1000 mg/l avec et sans HCT 100 mg/l

La (figure 65) présente l'évolution du rendement du filtre ADOPTA pour les MES (fines) seules, et pour le mélange de MES (fines) et HCT (huile).

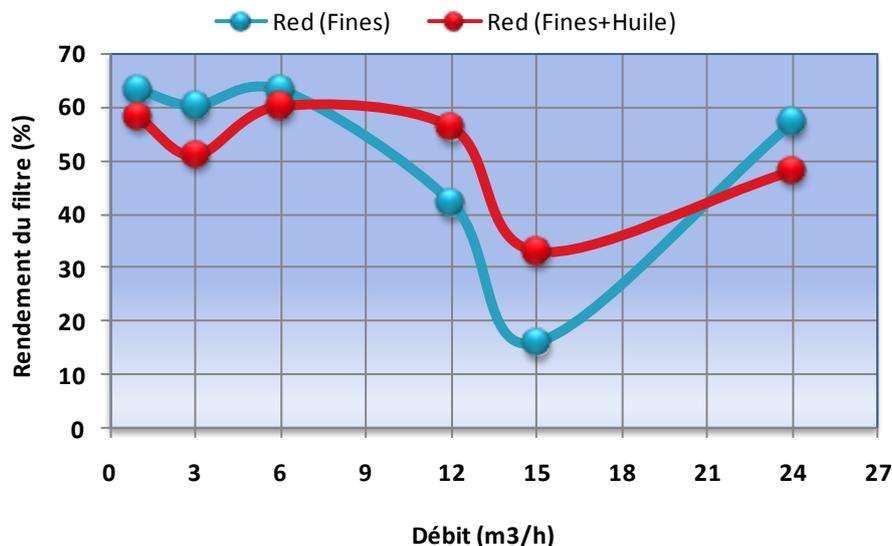


Figure 65 : Comparaison des rendements du filtre ADOPTA en fonction du débit

L'évolution du rendement en fonction du débit est conforme à ce que l'on pouvait attendre jusqu'à 15 m³/h. On observe en effet que l'efficacité du filtre diminue lorsque les débits augmentent de façon importante (la baisse de rendement étant significative pour les débits de 12 et 15 m³/h). Cependant, pour un débit de 24 m³/h, le rendement augmente de nouveau pour atteindre des valeurs proches de celles mesurées à faible débit. L'explication de ce

phénomène se trouve dans le nettoyage du filtre par le débit précédent (15 m³/h), où le filtre est décolmaté, ce qui lui permet de retrouver une capacité de rétention des MES. Rappelons que les débits croissants sont appliqués successivement, sans nettoyage du filtre ni arrêt de l'écoulement durant les changements de débit.

D'autre part, aux débits pour lesquels le pouvoir de coupure du filtre est important (1, 3, 6 et 24 m³/h) on constate une diminution du rendement (de l'ordre de quelques %) en présence des hydrocarbures. Il semble que dans ce cas la présence d'huile agirait comme un « lubrifiant » facilitant le passage des fines à travers le filtre. Cet effet n'est pas constaté lorsque le rendement du filtre baisse du fait de son colmatage (débits de 12 et 15 m³/h), pour lesquels on constate au contraire un meilleur rendement en présence d'hydrocarbure

8.3. Capacité du filtre ADOPTA vis-à-vis des Hydrocarbures (huile de Colza)

8.3.1. Échantillonnage

Nous avons réalisé deux campagnes de prélèvement d'échantillons. Un échantillon a été prélevé à la 12^{ème} minute de chaque palier de débit (eau+fines+huile) avec une concentration en MES de 1000 mg/l et de la même façon, un prélèvement est réalisé à la 5^{ème} minute de chaque palier de débit (eau+fines+huile) avec une concentration en MES de 500 mg/l. Dans les deux cas, la concentration en HCT en amont est fixée à 100 mg/l.

Il faut rappeler que les prélèvements sont effectués manuellement à la sortie du by-pass.

Le (tableau 48) résume le plan d'échantillonnage adopté pour analyser les hydrocarbures totaux.

Expérience	Débits des pompes (m ³ /h)	Durée (min)	MES (mg/l)	HCT (mg/l)	Nombre d'échantillons	Temps de prélèvement
Eau+fines+huile	1, 3, 6, 12, 15, 24	15	1000	100	6	12ème min
Eau+fines+huile	1, 3, 6, 12, 24	10	500	100	5	5ème min

Tableau 48 : campagne de prélèvement des échantillons pour l'analyse des HCT.

Pour prélever les échantillons d'eau, nous avons utilisé des flacons en verre d'un litre à bouchon (figure 66). Un volume mort de l'ordre de 100 ml est laissé dans le flacon au moment du prélèvement avant de soumettre les échantillons à une pesée.



Figure 66 : Echantillons d'eau à analyser

8.3.2. Protocole d'analyse des échantillons

❖ Extraction

La norme expérimentale **AFNOR T 90-114** est utilisée pour le dosage des hydrocarbures totaux.

Après avoir déterminé la masse de l'échantillon on ajoute exactement 25 ml (volume V_1) de tétrachlorure de carbone CCl_4 . On bouche le flacon et on agite 15 min à grande vitesse à l'aide de l'agitateur de façon à disperser le tétrachlorure de carbone au sein de l'échantillon.

On laisse décanter 10 min. On prélève ensuite la phase de tétrachlorure de carbone sur un papier filtre contenant 1 g de sulfate de sodium pour obtenir un volume V_2 de filtrat.

❖ Chromatographie sur colonne de "Florisil"

Le matériel utilisé est une colonne de verre de 25 cm de long et de 0,5 cm de diamètre interne, qui possède un réservoir dans sa partie supérieure et un robinet en "téflon" à sa base. Cette colonne est remplie par 5g de "florisil" et lavée par 20ml du solvant d'analyse.

L'extrait est déposé en partie supérieure de la colonne, on recueille ensuite le produit dans une éprouvette graduée, on obtient alors un volume V_3 d'extrait purifié dans l'éprouvette.

❖ Spectrométrie d'absorption infrarouge (IR)

Les mesures se font à partir de l'extrait purifié sur florisil dans une cuve en quartz, le blanc se fait avec du CCl_4 de rinçage de la colonne de florisil.

L'étalonnage se fait par des mesures à différentes concentrations du polluant, si il est disponible (il subit les même étapes que l'extrait purifié), dans le CCl_4 . Dans le cas contraire on prend un mélange API (25% toluène, 37,5% isooctane, 37,5% hexadécane) dont on prépare des solutions (standards) de concentrations connues dans le CCl_4 . La droite d'étalonnage se construit à partir de l'absorbance mesurée dans les conditions nécessitées par la méthode et en fonction des concentrations en étalon. L'enregistrement du spectre d'absorption de la solution se fait entre 2490 et 4170 nm. Les mesures d'absorbance de la solution s'effectuent respectivement à des longueurs d'onde de 3290 - 3380 - 3420 et 3510 nm

(équivalentes aux vibrations de valences des liaisons CH des aromatiques, CH₃ et CH₂ des aliphatiques).

La (figure 67) présente les étapes d'analyse des échantillons (extraction, Chromatographie sur colonne, et le passage dans le spectromètre infrarouge (IR)).

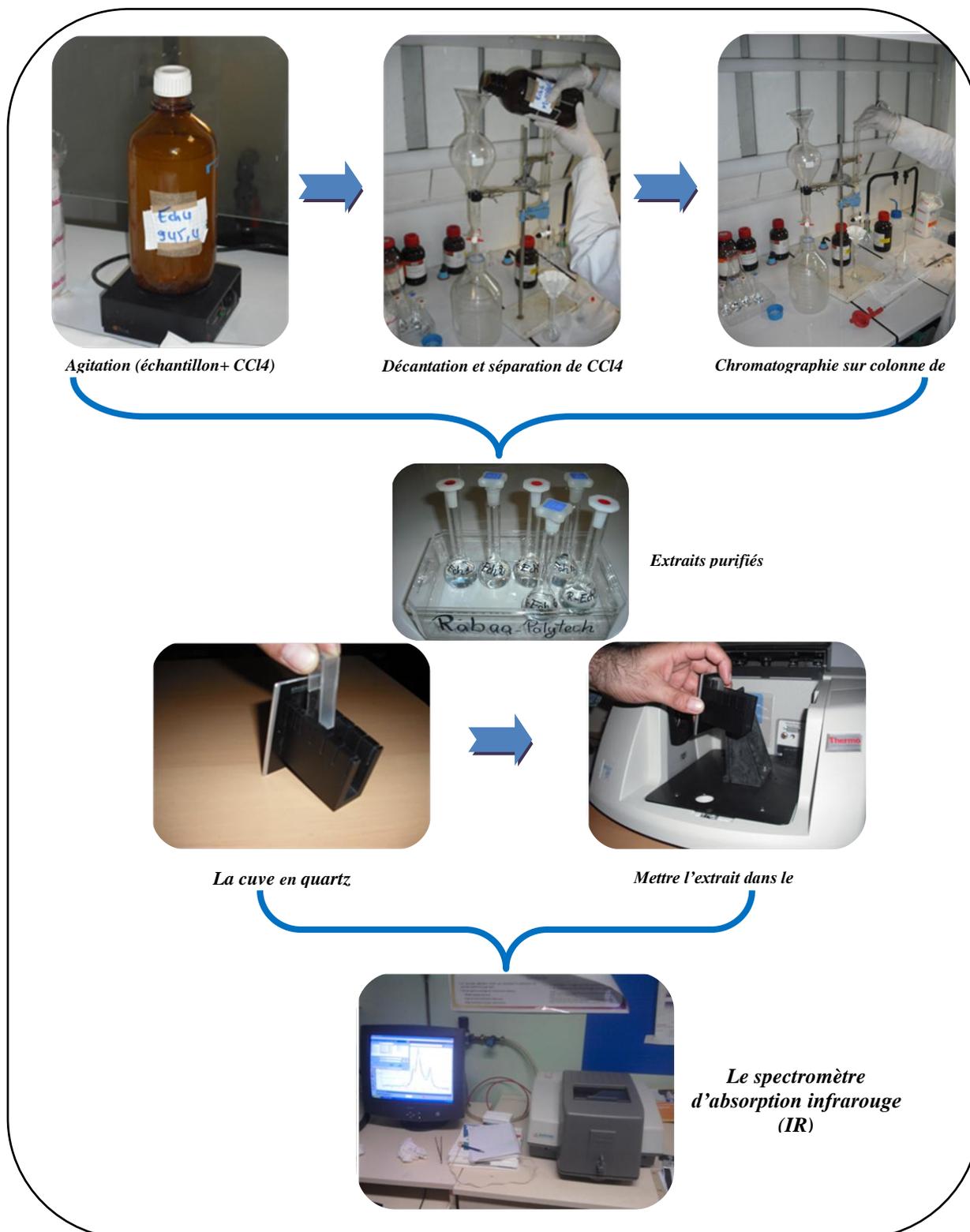


Figure 67 : dosage des hydrocarbures totaux, [AFNOR T 90-114]

La (figure 68) illustre les spectres de solutions d'étalonnage (standards) à 2, 10, et 20 ppm.

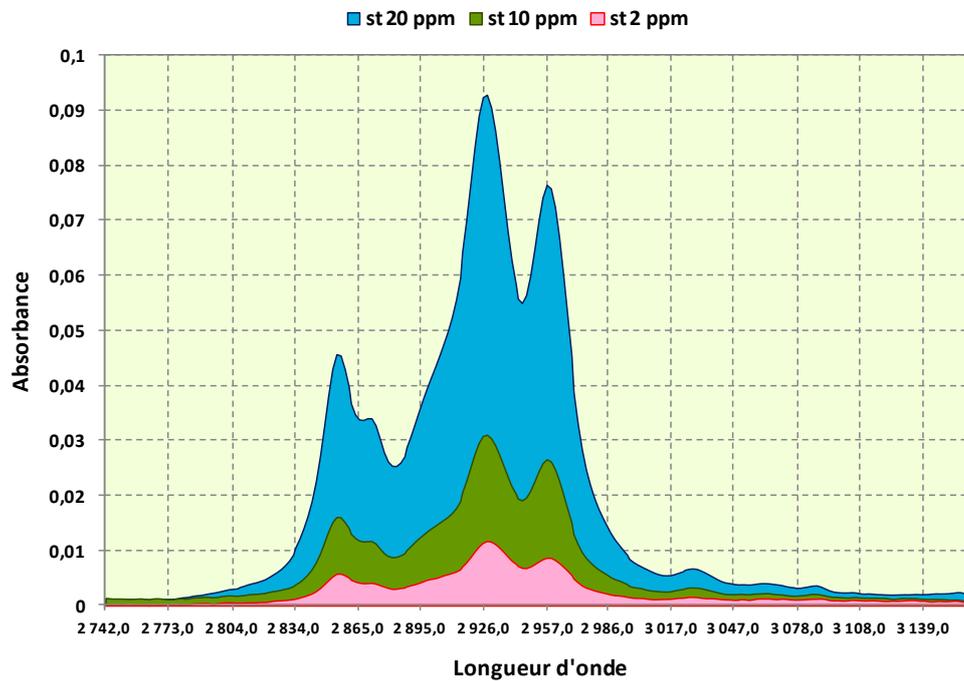


Figure 68 : Spectres de solutions d'étalonnage (standards) à 2, 10, et 20 ppm.

Pour construire la droite d'étalonnage à partir de l'absorbance mesurée, on peut utiliser une des deux méthodes suivantes : soit on considère l'absorbance comme étant la somme des 4 pics observés dans chaque spectre, soit on calcule cette absorbance comme étant égale à la surface de chaque spectre. La (figure 69) présente la droite d'étalonnage.

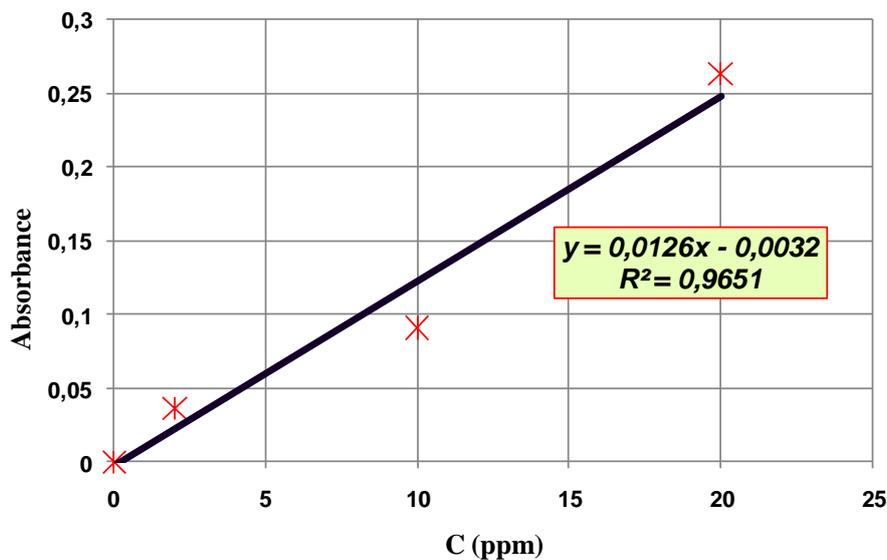


Figure 69 : droite d'étalonnage

La teneur en hydrocarbures totaux de l'échantillon analysé, exprimée en milligrammes par kilogramme, est donnée par l'expression :

$$f \times \frac{V_1 \times C \times V_3}{(m_2 - m_1) \times V_2}$$

Où :

f : est le facteur de dilution de l'extrait avant chromatographie. Ici $f=1$

V_1 : est le volume en ml de CCL_4 utilisé pour l'extraction. $V_1=25$ ml

V_2 : est le volume en ml du filtrat de CCL_4 introduit dans la colonne de chromatographie.

V_3 : est le volume en ml de la solution obtenue après chromatographie.

C : est la concentration en hydrocarbures, en mg/l de CCL_4 trouvé par dosage (calculé à partir de l'équation de la droite d'étalonnage) ppm mg/kg..

$(m_2 - m_1)$ est la masse en gramme, de l'échantillon analysé.

Pour chaque échantillon nous calculons donc l'absorbance à partir de son spectre, et de la droite d'étalonnage (figure 70)

On peut alors calculer la concentration en hydrocarbures totaux HCT dans les échantillons. La première série [eau+ fines+huile, MES = 1000 mg/l, et HCT = 100 mg/l] comporte six échantillons, un pour chaque débit. Les spectres de ces échantillons sont présentés figure (70).

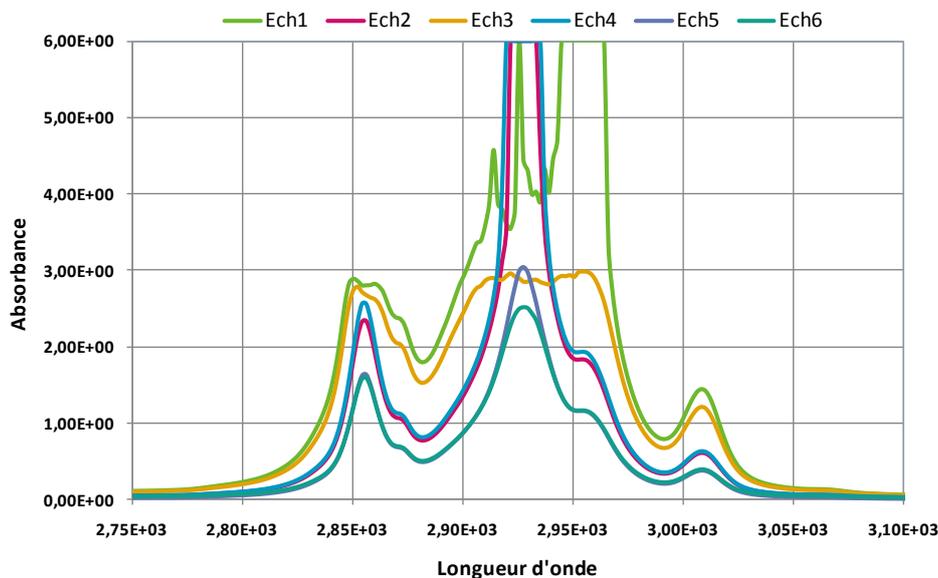


Figure 70 : spectres des échantillons (MES=1000 mg/l, HCT=100 mg/l)

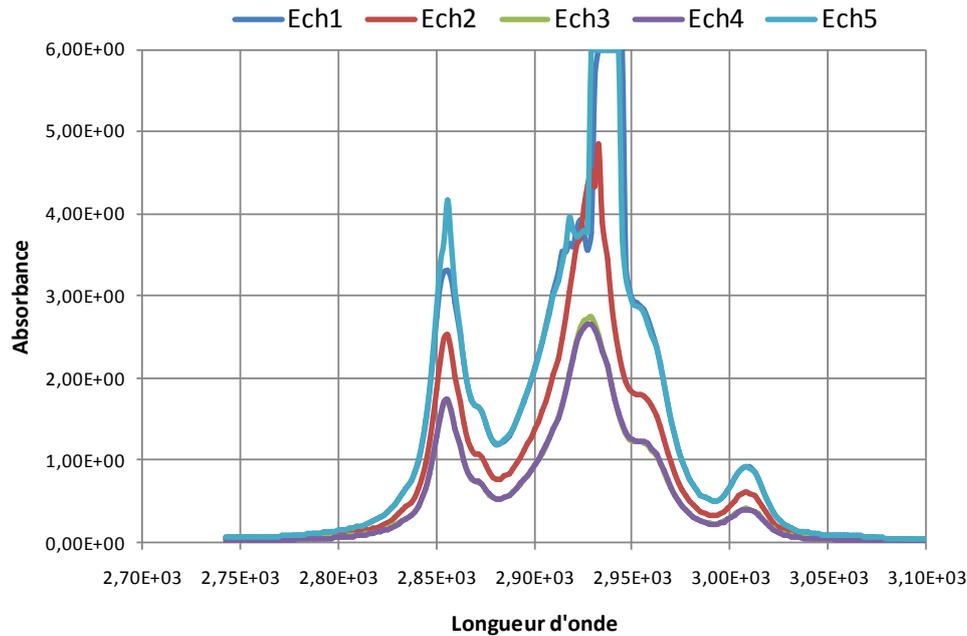


Figure 71 : spectres des échantillons expériences (MES=500 mg/l, HCT=100 mg/l)

La seconde série [eau+ fines+huile, MES=500mg/l, et HCT= 100 mg/l] comprend cinq échantillons, un pour chaque débit. Les spectres de ces échantillons sont présentés (figure 71). Les paramètres nécessaires pour calculer les concentrations en hydrocarbures totaux sont présentés dans le tableau (49).

Débit (m ³ /h)	1	3	6	12	15	24
Echantillon (MES=1000 et HCT=100)	Ech1	Ech2	Ech3	Ech4	Ech5	Ech6
Masse (m₂-m₁) (gr)	1008.1	923	856.5	945.4	992	1064.6
C (ppm)	1711,3	1193,6	754,2	1224,2	665,7	573,7
C_{HCT} Aval (mg/Kg)	42,4	32,3	22,0	18,5	16,8	13,5
Capacité du filtre (%)	57,6	67,7	78,0	81,5	83,2	86,5
Echantillon (MES=500 et HCT=100)	Ech1	Ech2	Ech3	Ech4		Ech5
Masse (m₂-m₁) (gr)	944	933	880	821		900
C (ppm)	1180	809	544	541		1190
C_{HCT} Aval (mg/Kg)	31,1	21,7	15,4	16,5		33,1
Capacité du filtre (%)	68.9	78.3	84.6	83.5		66.9

Tableau 49 : calcul des concentrations en hydrocarbures totaux

L'échantillon (5) de la deuxième série d'expérience a été écarté pour des raisons d'incohérence.

L'évolution de la concentration en hydrocarbures totaux en aval du filtre dans les deux séries est présentée (figure 72).

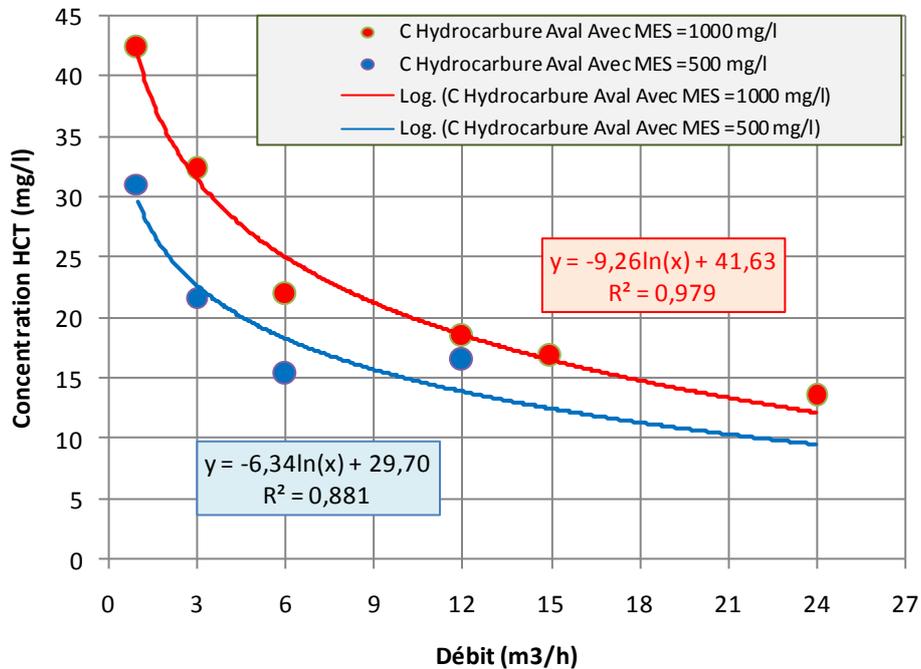


Figure 72 : Concentrations des hydrocarbures totaux dans les échantillons prélevés en fonction des débits

On remarque sur la (figure 72) que la concentration en hydrocarbures totaux dans les échantillons prélevés diminue lorsque le débit augmente. On peut approcher cette décroissance par des fonctions logarithmiques avec un coefficient de détermination $R^2=0,979$ pour la première courbe avec MES=1000 mg/l, et $R^2=0,881$ pour la deuxième courbe avec MES = 500 mg/l.

Après avoir calculé le rendement du filtre vis-à-vis des HCT en fonction de débits (figure 73), on constate que ce dernier diminue lorsque la concentration en MES augmente. le rendement du filtre à 1 m³/h est de 11,3% supérieur lors de l'essai à 500 mg/l (68,9%) par rapport à l'essai à 1000 mg/l (57,6%) de MES, et à 6 m³/h il est de 6,6% supérieur. Cette différence est surtout sensible pour les plus faibles valeurs de débit.

On peut supposer que cette baisse de rendement est dû à un entraînement à travers le filtre plus important d'hydrocarbures fixés sur les MES lorsque la concentration en fines est plus grande.

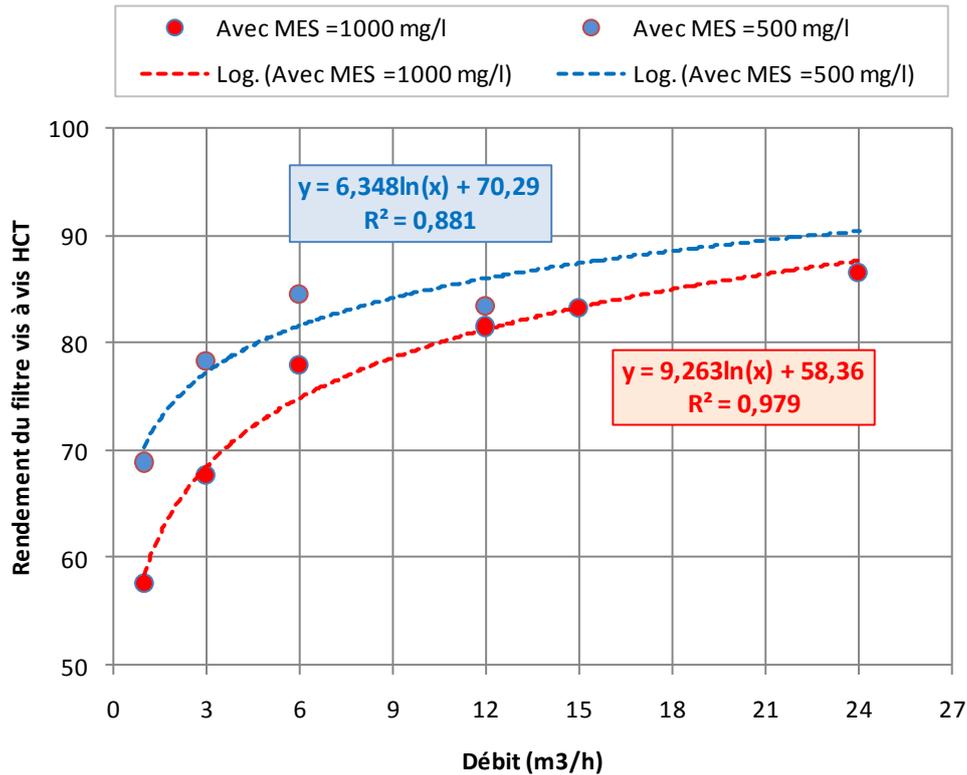


Figure 73 : rendement du filtre vis-à-vis des HCT en présence des fines en deux concentrations (MES=1000 et 500 mg/l).

On retrouve naturellement la même tendance logarithmique si l'on ajuste des courbes de tendance sur les valeurs mesurées de rendement. De façon générale, on constate une bonne efficacité du filtre vis-à-vis des HCT (rendements mesurés entre 57 % et 87 % pour une concentration en MES de 1000 mg/l et entre 69 % et 85 % pour une concentration en MES de 500 mg/l).

8.4. Etude du comportement à long terme du filtre ADOPTA vis-à-vis des MES

Un autre série d'expériences est effectuée sur la maquette avec le filtre ADOPTA durant laquelle nous avons injecté une concentration en MES égale à 1000 mg/l. Le but de cette série est d'étudier le comportement du dispositif (décantation et filtration) en cas d'événements pluvieux de longue durée. Pour cela, nous avons utilisé au maximum les capacités du dispositif expérimental en injectant la totalité du volume de la cuve de rétention (6 m³) pour chaque débit et en interrompant uniquement l'expérience durant 3 heures (temps nécessaire pour remplir à nouveau cette cuve) et sans effectuer de nettoyage du dispositif ou

du filtre avec un essai indépendant de $24\text{m}^3/\text{h}$. Le plan d'expérience de cette étude est présenté (figure 74).

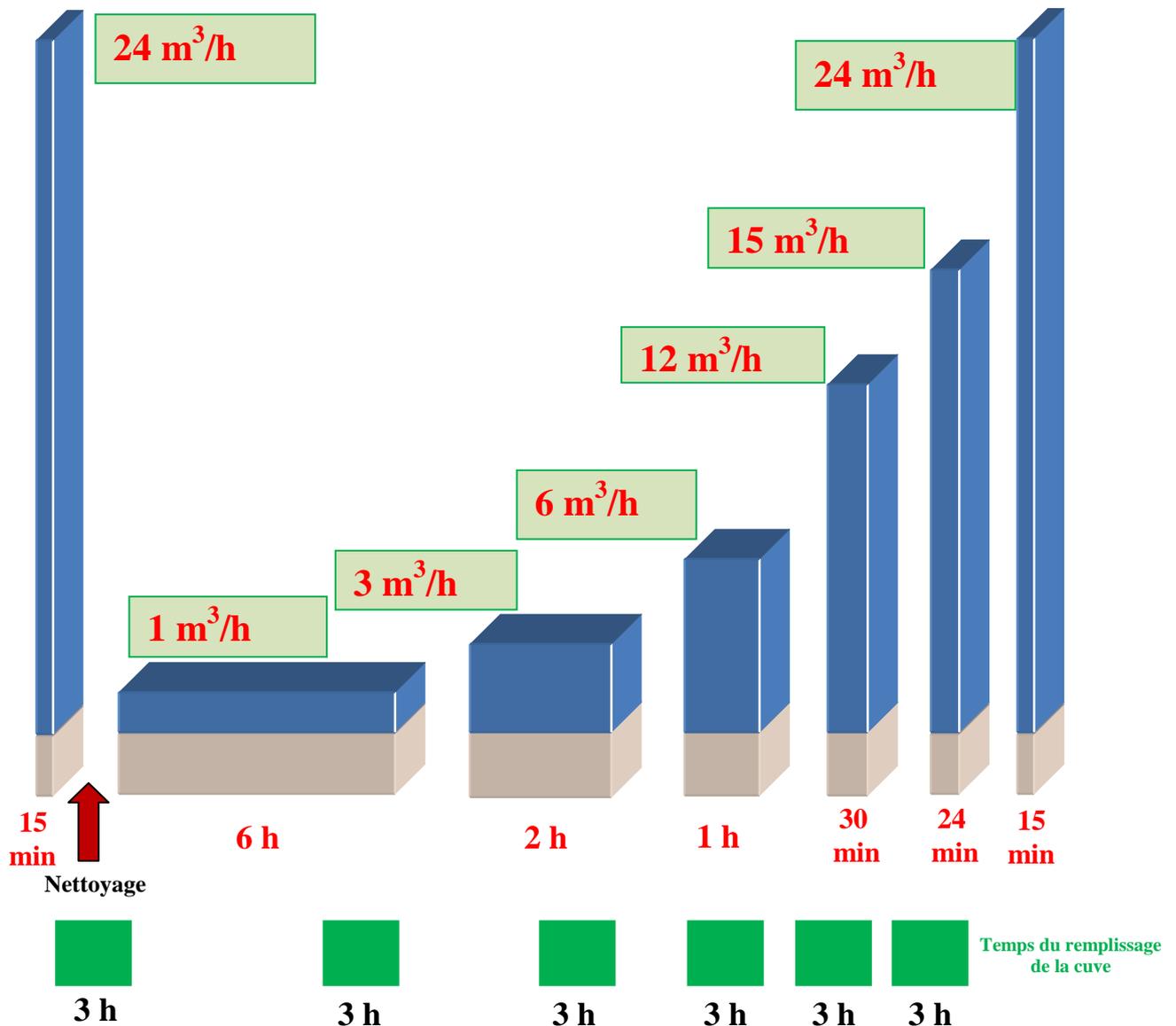


Figure 74 : Plan d'expérience pour l'étude long terme du filtre ADOPTA

Cette étude est basé sur l'aidée :

- Volume d'eau injecté $V=\text{constant}$
- Pas du temps $\Delta t \neq \text{constant}$

Une telle étude nous a paru nécessaire afin de mieux expliciter les mécanismes influençant le fonctionnement du dispositif et son rendement. En effet, le phénomène de colmatage et décolmatage partiel du filtre ADOPTA a été observé durant les séries d'expériences précédentes avec des pas de temps $\Delta t = \text{constant}$ de 10 et 15 minutes et pour les deux concentrations en MES, 500 et 1000 mg/l. De la même façon, la décantation des fines et la

remise en suspension des dépôts décantés dans la bouche d'injection a paru jouer un rôle dans l'évolution du rendement lors de ces mêmes expériences.

Se pose alors la question de l'influence de la durée du phénomène pluvieux sur les mécanismes de décantation/mise en suspension et de filtration, et ainsi sur le rendement du filtre.

C'est cette influence que nous allons tenter de mettre en évidence avec une série d'expérience faisant intervenir un pas de temps plus long et variable en fonction du débit (6 h, 2 h, 1 h, 30 min, 24 min, 15 min) pour les débits (1, 3, 6, 12, 15, 24 m³/h) respectivement. Nous comparerons les résultats obtenus avec ceux issues des expériences à pas de temps de 15 minutes et une concentration en MES égale à 1000 mg/l.

Les (figures 75, 76, 77, 78, 79 et 80) présentent l'évolution de la turbidité en aval du filtre pendant l'injection de débits de 1, 3, 6, 12, 15 et 24 m³/h respectivement.

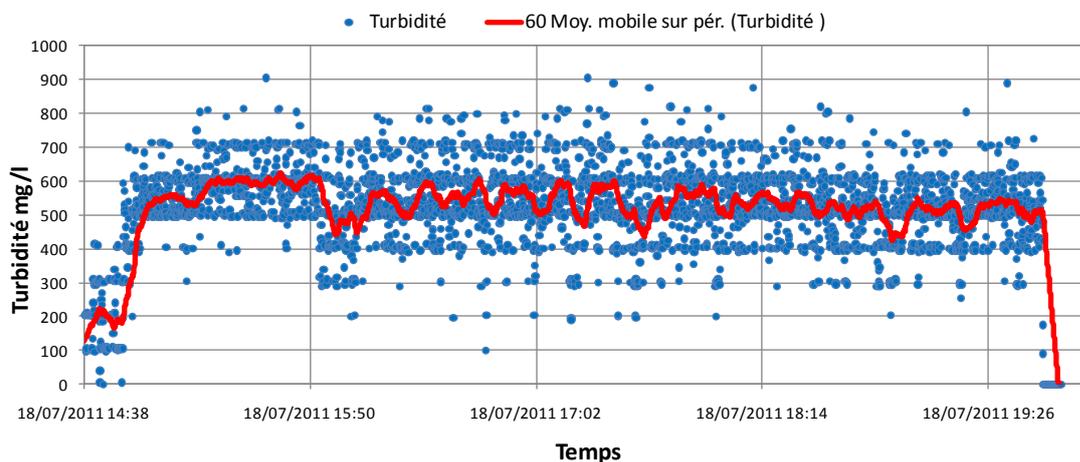


Figure 75 : Mesure de turbidité en aval du filtre ($Q=1 \text{ m}^3/\text{h}$)

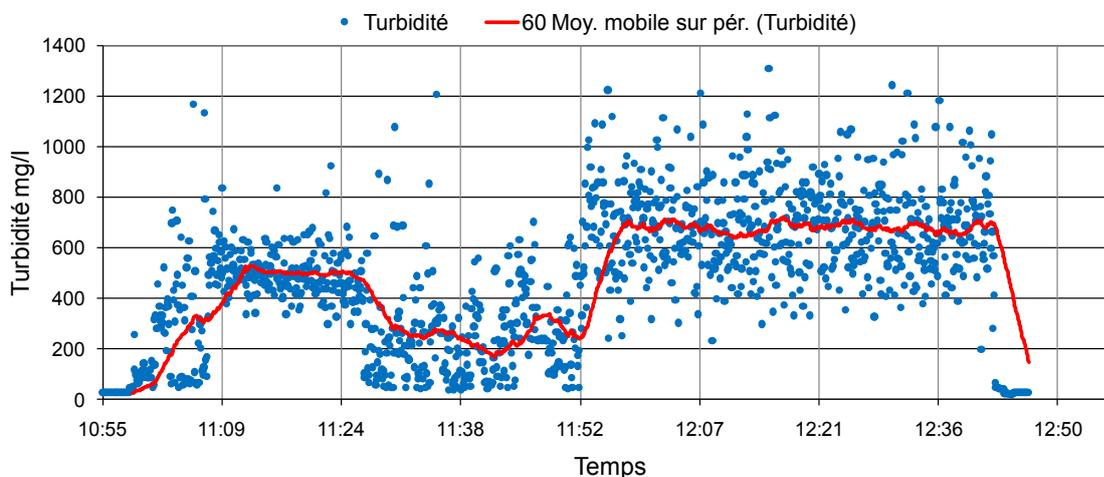
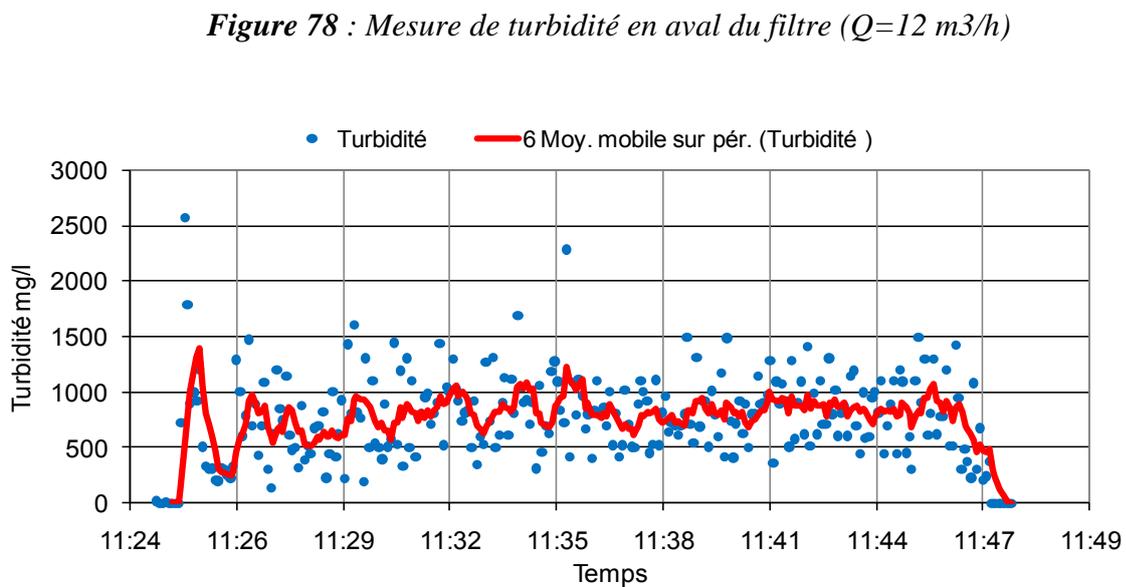
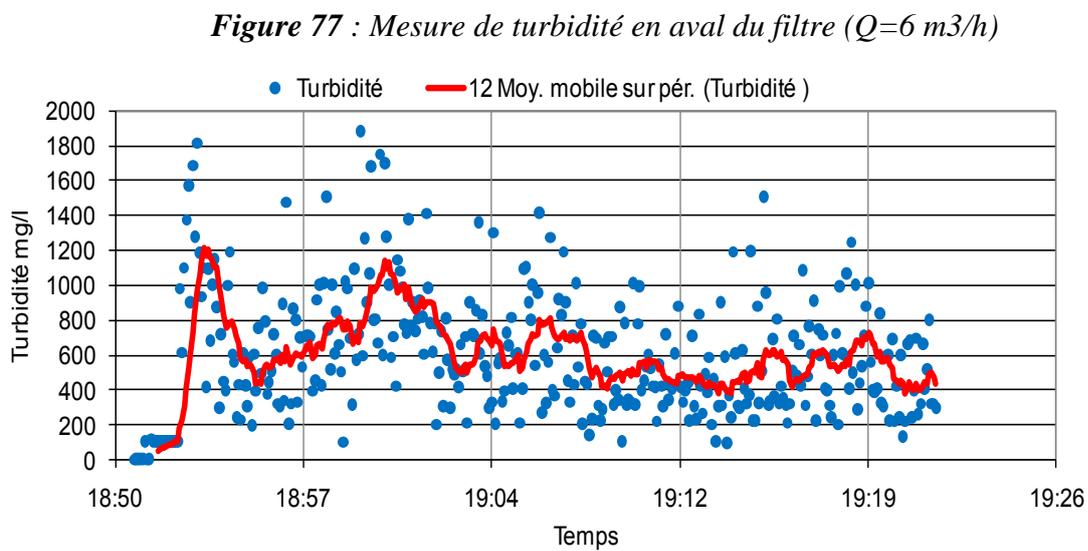
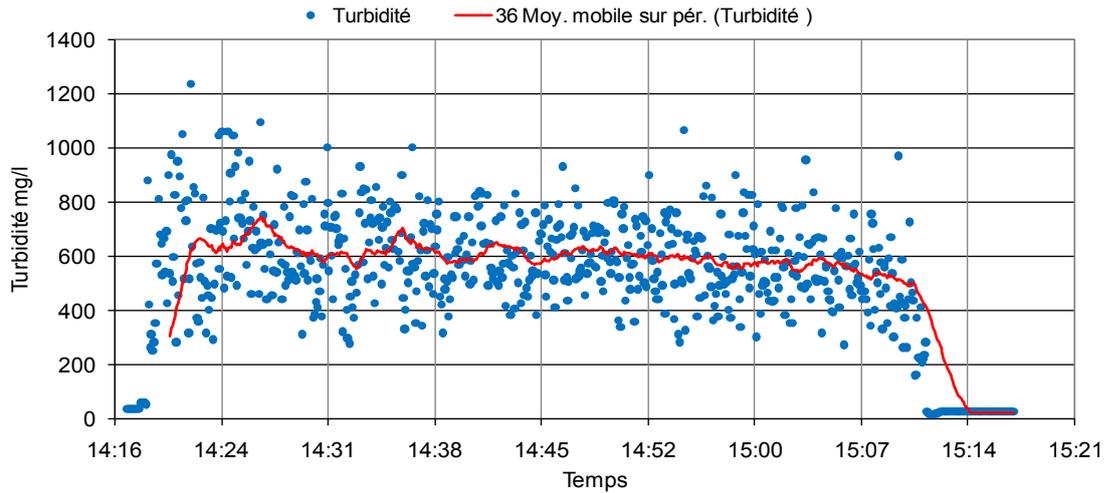


Figure 76 : Mesure de turbidité en aval du filtre ($Q=3 \text{ m}^3/\text{h}$)



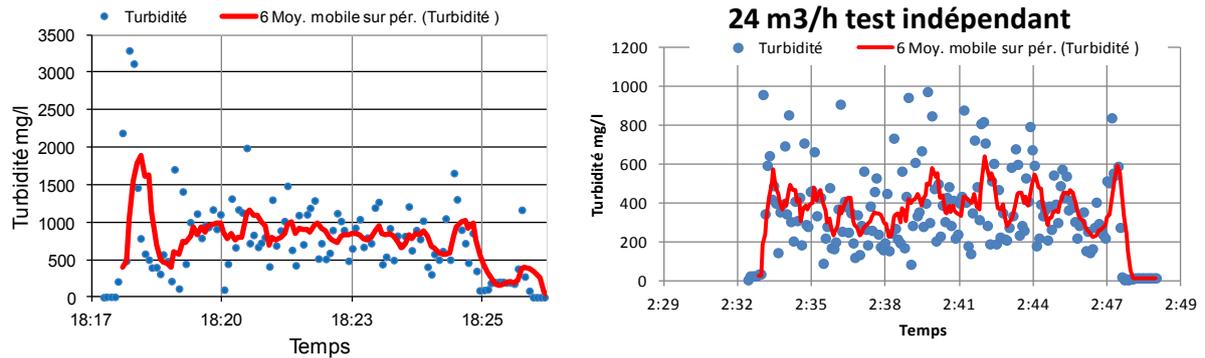


Figure 80 : Mesure de turbidité en aval du filtre $Q=24 \text{ m}^3/\text{h}$

Nous pouvons distinguer des différences significatives dans le comportement du filtre en fonction du débit qui le traverse. On constate que pour les faibles débits ($1 \text{ m}^3/\text{h}$, $3 \text{ m}^3/\text{h}$ et dans une moindre mesure $6 \text{ m}^3/\text{h}$), la turbidité mesurée à l'aval se stabilise dès le début de l'expérience, si l'on excepte la variabilité due à l'imprécision du dispositif de mesure. La (figure 76), correspondant au débit de $3 \text{ m}^3/\text{h}$ présente plusieurs paliers successifs que nous attribuons à un déplacement de la sonde de turbidité durant l'essai. Le phénomène de colmatage/décolmatage, apparaît au début de l'expérience à $6 \text{ m}^3/\text{h}$, (figure 77), Nous remarquons plus clairement ce colmatage/décolmatage pour les forts débits $12, 15, 24 \text{ m}^3/\text{h}$, qui se traduit par de fortes variations de la valeur enregistrée de la turbidité à l'aval. Le mécanisme en est le suivant : les fines s'accumulent d'abord sur le filtre, faisant augmenter la charge à l'amont. Parvenu à une valeur « critique » de hauteur d'eau amont, un phénomène de « chasse » survient et provoque le décolmatage. Ce phénomène se répète plusieurs fois comme on peut le voir figures 78, 79 et 80. On remarque que le rendement du dispositif pour le débit $24 \text{ m}^3/\text{h}$ (test indépendant) est $61,1\%$ on peut l'expliquer par l'effet de décantation de la bouche et l'absence des fines sur le filtre par rapport le même débit en cas d'accumulation des fines et remise en suspension (à long terme).

Nous avons ensuite calculé les turbidités moyennes pour chaque débit, puis le rendement du filtre correspondant, en supposant toujours que la turbidité entrée est fixe et égale à 1000 mg/l . Ces résultats sont consignés dans le (tableau 50) et représentées (figure 81).

Débit	1	3	6	12	15	24	24*
Turbidité Moy (mg/l)	521	512	597	613	619	736	398
Rendement du filtre (%)	47,9	48,8	40,3	38,7	38,1	26,4	61,1

*test indépendant

Tableau 50 : rendement du filtre pour les expériences à long terme

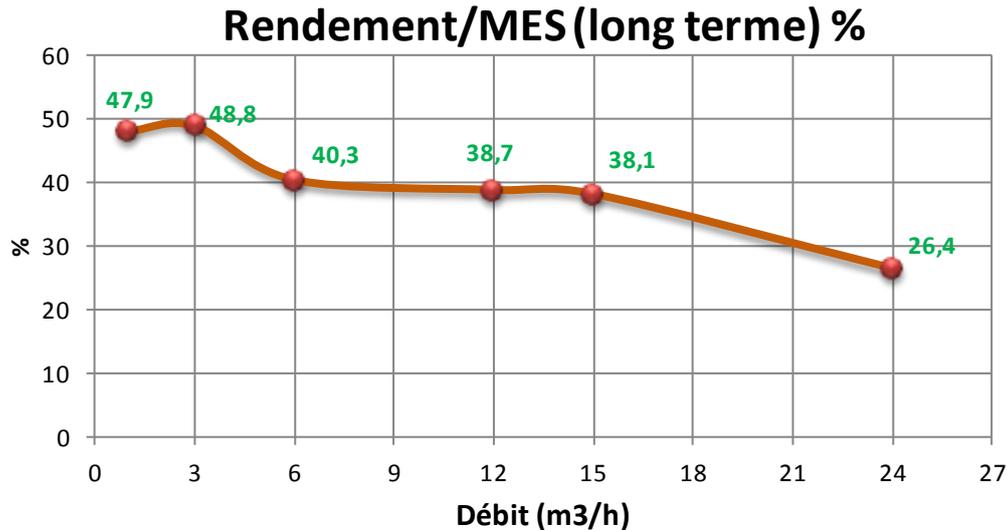


Figure 81 : Rendement du filtre vis-à-vis des MES % (long terme)

Les résultats présentés (figure 81) sont conformes à ce que l'on pouvait attendre, à savoir que l'on observe une diminution du rendement lorsque le débit traversant le dispositif augmente. Le rendement du filtre ADOPTA sur le long terme se situe entre 40,3 et 47,9 % pour les faibles débits (1 à 6 m³/h). En augmentant le débit avec le temps le rendement diminue jusqu'à 26,4 % pour 24 m³/h. En réalité, ce rendement n'est pas celui du filtre seul, car l'effet de décantation est constaté lors de l'expérience, en particulier pour les faibles débits, ainsi que la remise en suspension des dépôts décantés en cas des forts débits. Le rendement calculé apparaît donc davantage comme un rendement d'ensemble de la bouche d'injection avec filtre rendant compte de l'effet combiné des deux mécanismes de décantation et de filtration.

En comparant les valeurs de rendement du dispositif (figure 82) durant les deux séries d'expériences, nous remarquons que la durée de ces dernières a une influence sur ce rendement.

Une explication de ces résultats serait qu'un test de courte durée pourrait ne pas rendre compte du fonctionnement réel du dispositif. En effet, si les mesures ont lieu alors que le filtre est en phase de « colmatage », le rendement calculé sera très bon, alors qu'à l'inverse, un rendement mesuré en période de « décolmatage » sera très sensiblement inférieur. Une expérience menée sur le long terme permet de lisser cet effet, et donc de mesurer un rendement plus proche du rendement réel.

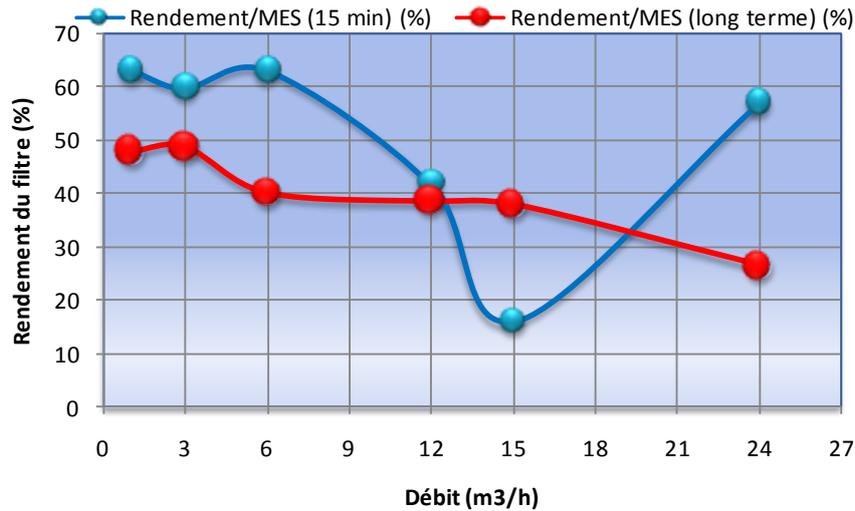


Figure 82 : comparaison des rendements du filtre d'ADOPTA en fonction de débit pour différents pas du temps

9. Résultats d'étude sur le filtre CREAT BLANC

Ce filtre est conçu pour capturer les métaux lourds. Il est pour cela constitué de plusieurs couches de textile « intelligent ». Nous avons fait varier le nombre des couches de façon à avoir trois versions de ce filtre en douze, huit et six couches. Dans cette partie nous étudierons la capacité hydraulique de ces trois versions du filtre, et leur capacité de rétention des MES à une concentration de 1000 mg/l.

9.1. capacité hydraulique

Nous avons testé ce filtre pour une série de débits de 15, 12, 10, 8 m³/h. On considère toujours que la limite de la capacité hydraulique du filtre correspond au niveau critique (zone morte) à une hauteur de 720 mm, tant que le niveau d'eau n'atteint pas le niveau critique, on considère que le filtre n'a pas dépassé sa capacité hydraulique.

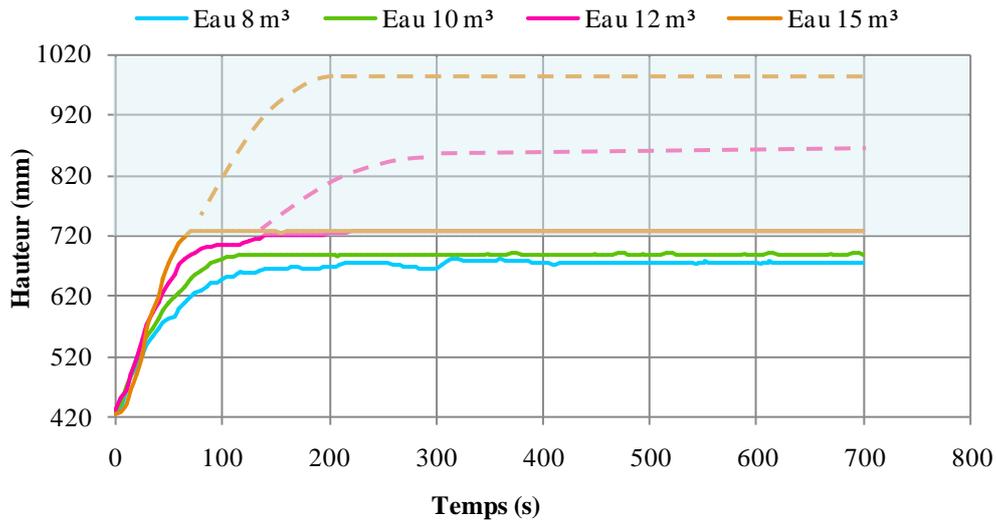


Figure 83 : Evolution des hauteurs d'eau pour différents débits en fonction du temps pour le filtre CREAT BLANC douze couches

La (figure 83) montre que, pour le débit de $15 \text{ m}^3/\text{h}$ le niveau d'eau au bout d'une minute a atteint la hauteur critique. Il s'est stabilisé après environ deux minutes au niveau de 950 mm .

Pour le débit de $12 \text{ m}^3/\text{h}$ et après 265 s , le niveau d'eau se stabilise à 860 mm au dessus de la hauteur critique qu'il avait déjà atteint à 85 s . Il ya un décalage entre 30 à 60 secondes pour que les pompes atteignent le débit maximal enregistré.

Pour les débits de $10 \text{ m}^3/\text{h}$ et $8 \text{ m}^3/\text{h}$, le niveau d'eau reste constant à respectivement 687 mm et 674 mm sans avoir dépassé le niveau critique. Si on considère qu'impérativement il ne faut pas dépasser 720 mm pour être en sécurité, la capacité hydraulique de ce filtre CREAT BLANC à douze couches est de $10 \text{ m}^3/\text{h}$.

La (figure 84 a) montre que le filtre CREAT BLANC à huit couches est capable de laisser transiter un débit de $12 \text{ m}^3/\text{h}$ sans avoir atteint la hauteur critique. C'est donc bien sa capacité hydraulique. Pourtant, il faut noter que ce filtre est capable de laisser transiter un débit de $15 \text{ m}^3/\text{h}$ avec une hauteur stable mais au dessus de la valeur critique.

Enfin, le filtre CREAT BLANC à six couches possède une capacité hydraulique de $15 \text{ m}^3/\text{h}$ (figure 84 b). En effet, le niveau d'eau reste toujours constant à 727 mm qui est la hauteur critique.

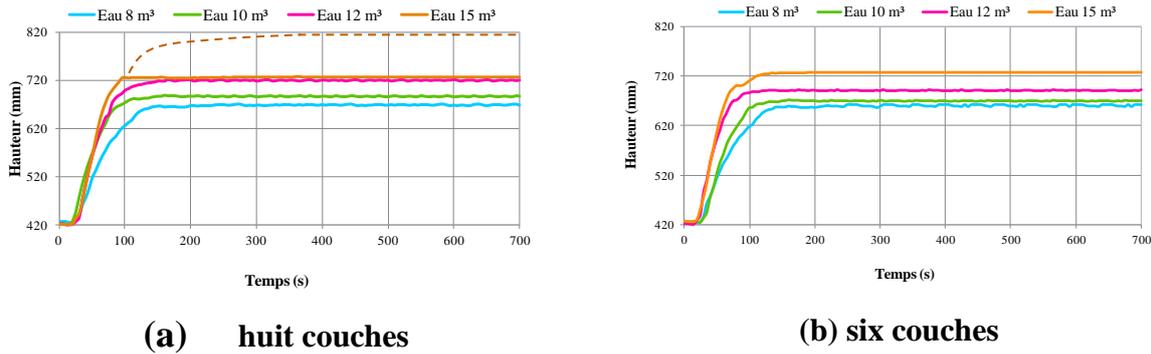


Figure 84 : Evolution des hauteurs d'eau de différents débits en fonction du temps pour le filtre CREAT BLANC à huit et six couches

9.2. Rendement du filtre CREAT BLANC à douze couches vis-à-vis des MES

De la même façon qu'on a calculée la capacité du filtre ADOPTA avec un pas du temps de 15 minutes, nous calculons l'efficacité du filtre CREAT à douze couches à partir de la relation suivante :

$$r = \frac{T_e - T_s}{T_e} \times 100$$

Où : r est le rendement (%), T_e est la turbidité à l'entrée (mg/l), et T_s est la turbidité à la sortie (mg/l).

Nous considérons que la turbidité à l'entrée est toujours fixée à 1000 mg/l. Le (tableau 50) présent les valeurs moyennes de turbidité mesurée en aval du filtre en fonction des débits (1, 3, 6, 8, 12 et 15 m³/h).

Débit (m3/h)	1	3	6	8	12	15
Turbidité moy (mg/l)	300	446	423	423	900	331
Rendement (%)	70	55	58	58	10	67

Tableau 50 : rendement du filtre CREAT à douze couches vis-à-vis de MES 1000 mg/l

Nous remarquons dans la figure (85) que la courbe du rendement en fonction des différents débits d'eau a la même allure que celle du rendement du filtre ADOPTA. Le rendement est compris entre 55 et 70 % pour tous les débits sauf pour 12 m³/h où on remarque une chute du rendement jusqu'à 10 %. Nous pensons que le phénomène du décolmatage se produit ici aussi en envoyant le débit 12 m³/h, le relargage des MES initialement piégées sur le filtre

expliquant la forte chute de rendement. Ensuite, le filtre décolmaté retrouve sa capacité de filtration pour le débit de 15 m³/h et on retrouve un rendement plus élevé.

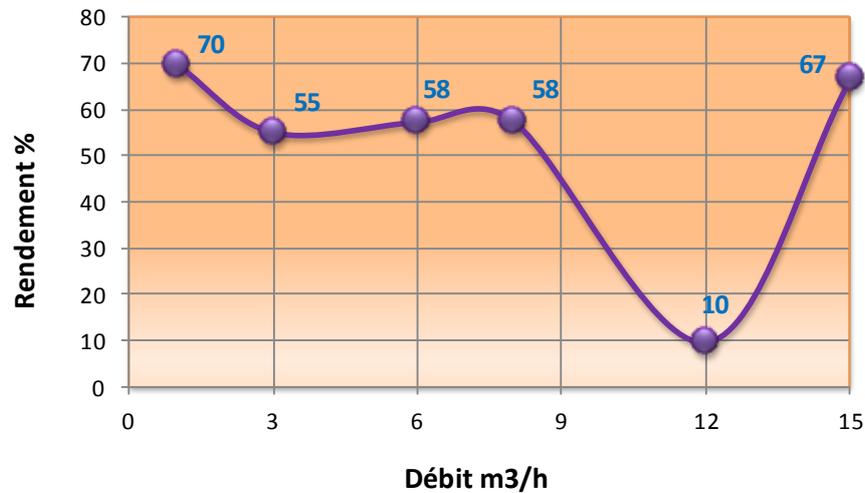


Figure 85 : rendement du filtre CREAT BLANC à douze couches vis-à-vis de MES 1000 mg/l

10. Résultats des études sur le filtre CREAT GRIS

De la même façon nous avons étudié pour deux versions de ce filtre, constitué respectivement de huit et six couches de textile, leur capacité hydraulique et leur rendement vis-à-vis de la rétention des MES à une concentration de 1000 mg/l.

10.1. capacité hydraulique

Après avoir dépassé la hauteur critique, pour un débit de 15 m³/h, le niveau d'eau se stabilise à 897 mm après 300 s. Pour 12 m³/h, 10 m³/h et 8 m³/h, la hauteur se stabilise à 709 mm, 688 mm et 670 mm respectivement au dessous de la hauteur critique (figure 86 a). La capacité hydraulique de ce filtre à huit couches est donc de 12 m³/h.

De façon similaire le filtre à six couches montre le même comportement, mais avec une hauteur atteinte pour un débit de 15 m³/h de 867 mm. Sa capacité hydraulique est donc de 12 m³/h (figure 86 b).

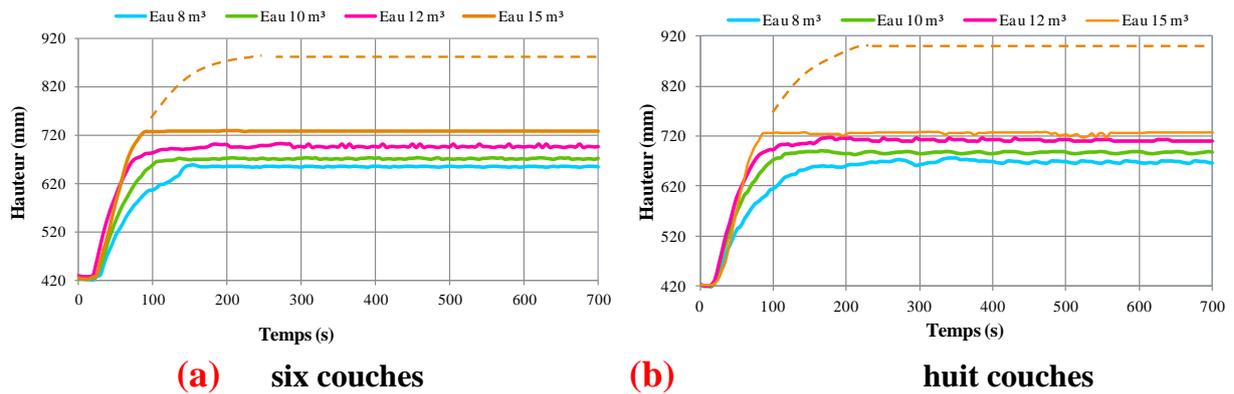


Figure 86 : La capacité hydraulique du filtre CREAT GRIS à huit et six couches

10.2. Rendement du filtre CREAT GRIS à six et huit couches vis-à-vis des MES

Nous avons réalisé des expériences avec une concentration en MES de 1000 mg/l, et un pas de temps de 15 minutes pour la série de débits suivante : 8, 12, 15 et 24 m³/h. La (figure 88) montre l'évolution du niveau d'eau atteint pour chaque débit pour le filtre CREAT GRIS à six et huit couches. Pour le débit de 24 m³/h, on dépasse la capacité hydraulique des deux filtres et la bouche déborde après une minute de pompage (voir figure 87). Le filtre à six couches permet d'évacuer des débits inférieurs à 15 m³/h, mais le niveau d'eau pour 12 et 15 m³/h atteint la zone morte et même le niveau maximal de la bouche d'injection. La capacité du filtre à huit couches est dépassée et la bouche déborde pour un débit de 15 m³/h après cinq minutes de pompage, et le niveau atteint la zone morte avec le débit de 12 m³/h.



Figure 87 : débordement de la bouche d'injection

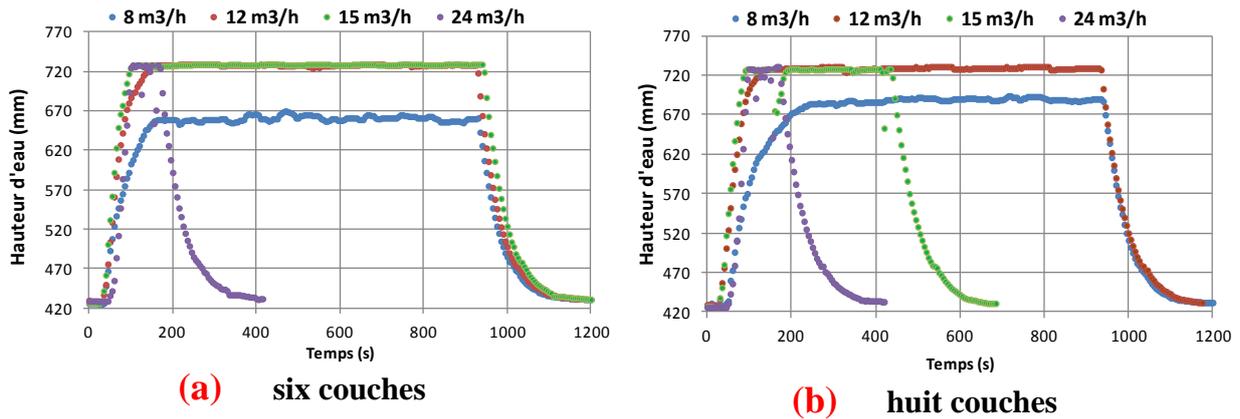


Figure 88 : Evolution des hauteurs d'eau de différents débits en fonction du temps pour du filtre CREAT GRIS à huit et six couches en présence des MES = 1000 mg/l

De la même façon que précédemment, nous pouvons calculer le rendement des filtres CREAT GRIS à six et huit couches avec une turbidité d'entrée de 1000 mg/l, ce que montre la (figure 89).

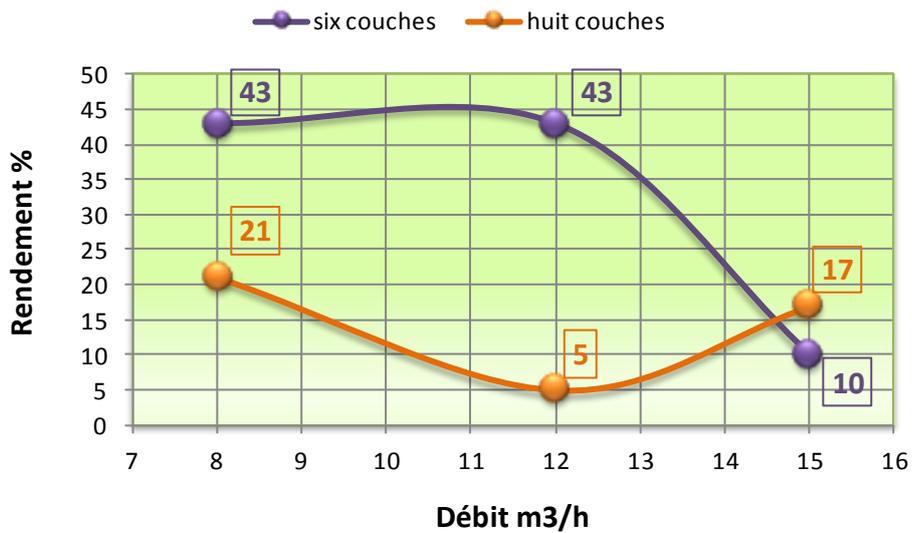


Figure 89 : Rendement du filtre CREAT GRIS à six et huit couches vis-à-vis de MES 1000 mg/l

Nous remarquons que le filtre à six couches a un rendement supérieur à celui de la version huit couches pour les débits 8 et 12 m³/h. Par contre pour le débit de 15 m³/h le filtre à huit couches est plus performant. Ces résultats montrent que le filtre à six couches a un rendement supérieur à celui à huit couches, ce qui est contraire à la logique. Mais cela prouve que la durée de chaque pompage a une influence sur le rendement, car le cycle colmatage/décolmatage du filtre en 15 minutes n'est pas complet. Il aurait fallu réaliser plus

d'expériences pour déterminer le rendement de ces filtres, en prenant un pas du temps supérieur à 15 minutes.

11. Résultats de l'étude sur le filtre MORTELECQUE

11.1. capacité hydraulique

Pour une durée de 15 minutes, la capacité hydraulique du filtre MORTELECQUE (120 μm) est 15 m^3/h . Il faut noter que pour ce débit le niveau d'eau contenue d'augmenter, comme le montre la (figure 90). Nous remarquons la même chose pour le débit 12 m^3/h , Après environ trois minutes de pompage pour le débit 24 m^3/h , la bouche d'injection a débordé.

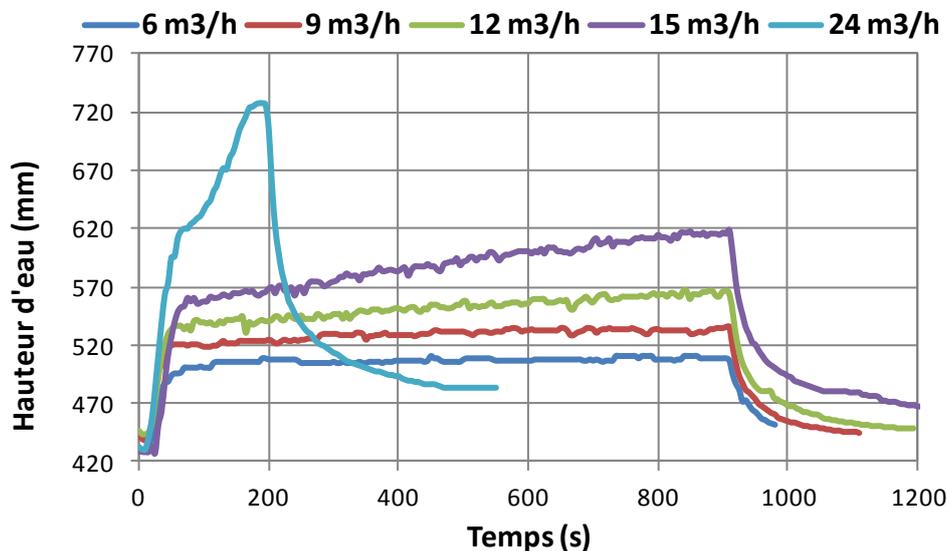


Figure 90 : La capacité hydraulique du filtre MORTLEQUE (120 μm)

11.2. Rendement du filtre MORTELECQUE (120 μm) vis-à-vis des MES

Comme précédemment et pour une concentration en MES =1000 mg/l, et une série de débit (1, 3, 6, 12 m^3/h), nous avons testé la capacité du filtre MORTELECQUE (120 μm) vis-à-vis des MES=1000 mg/l.

La figure (91) illustre le niveau d'eau dans la bouche d'injection pour cette série d'expériences.

Le niveau d'eau s'est stabilisé pour les débits de 1 et 3 m^3/h . Par contre pour le débit 6 m^3/h le niveau contenue à augmenter jusqu'au moment où le filtre est complètement immergé. Quand nous avons envoyé le débit 12 m^3/h , la bouche d'injection a débordé au bout de trois minutes.

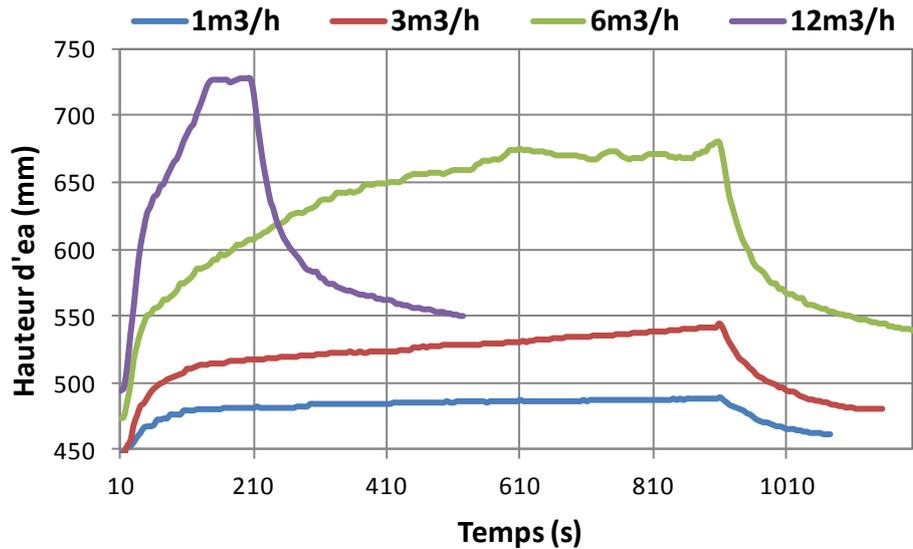


Figure 91 : Niveau d'eau avec le filtre de MORTELECQUE (120µm) en présence des MES=1000 mg/l

Le rendement du filtre MORTELECQUE (120µm) en fonction de débit est présenté dans la (figure 92). La turbidité en entrée est de 1000 mg/l et les valeurs de turbidité en sortie sont mesurées en aval du filtre. Nous trouvons que le rendement diminue en augmentant le débit jusqu'à que le rendement soit presque nul pour le débit 6 m³/h des raisons du colmatage total du filtre. Nous pouvons expliquer la valeur élevée du rendement de 54% pour le débit 12 m³/h par le décolmatage du filtre avec le fort débit.

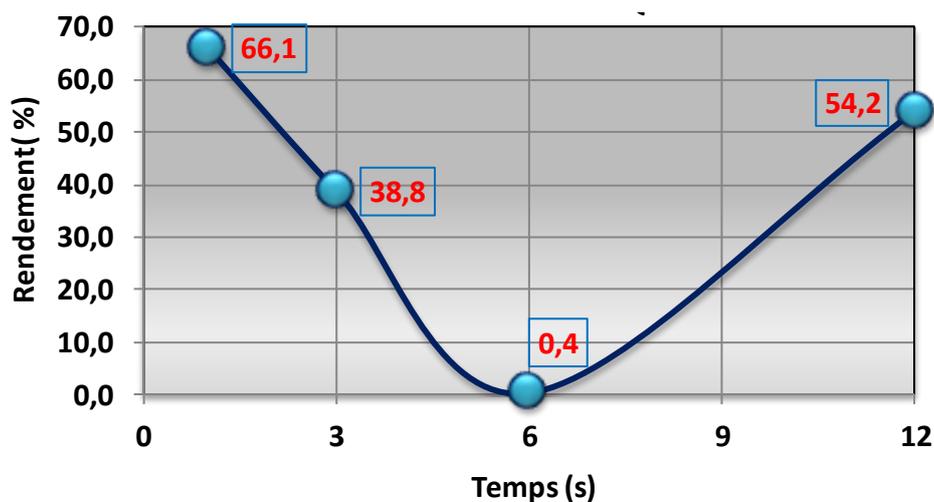


Figure 92 : Rendement du filtre MORTELECQUE (120µm) vis-à-vis de MES 1000 mg/l

En conséquence ce type du filtre colmate très vite en présence des MES et sa capacité hydraulique est faible.

La (figure 93) illustre le niveau d'eau dans la bouche d'injection pour les deux filtre MORTELECQUE (120 et 80 μm) pour un débit 15 m^3/h et avec et sans MES =1000 mg/l .

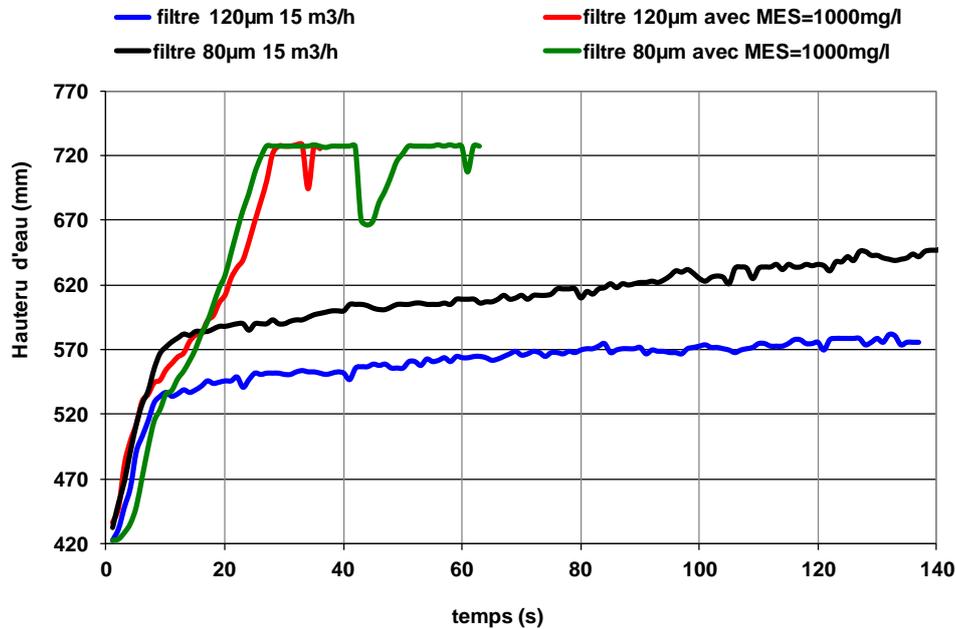


Figure 93 : Niveau d'eau avec le filtre de MORTELECQUE (120 et 80 μm) avec ou sans des MES=1000 mg/l , pour le débit 15 m^3/h

12. Conclusion

L'étude expérimentale sur la chaussée à structure réservoir et la bouche d'injection équipée d'un filtre a permis d'évaluer le comportement de cet ensemble vis-à-vis des eaux pluviales et de ses polluants, en particulier sur les mécanismes de décantation et de filtration.

Nous avons réalisé une série d'expérimentations sur la maquette (grandeur nature) en simulant les eaux de ruissellement chargées en matières en suspension et en hydrocarbures.

La concentration des MES retenue pour ces expériences était de 1000 mg/l , comparable à la valeur moyenne de ce qui est mentionné dans la littérature.

Les hydrocarbures ont été matérialisés par l'injection d'une concentration contrôlée d'huile de colza dans l'écoulement. Cette substance permet de mener des essais ne mettant pas en péril

la sécurité du laboratoire ni celle du réseau d'assainissement de l'université et nous avons vérifié qu'elle se comporte comme les hydrocarbures rencontrés en situation réelle

Le choix de la concentration en hydrocarbures de 100 mg/l a été dicté par des impératifs techniques (gamme des débits disponibles pour la pompe) autant que pour des raisons scientifiques : un tel taux ne peut être rencontré que dans les zones les plus exposées à une pollution par les hydrocarbures : stations-services, aéroports, autoroutes à fort trafic et parkings.

Le rendement du filtre ADOPTA vis-à-vis des MES en fonction des différents débits d'eau suit une certaine logique : le filtre se colmate au fur et à mesure qu'on augmente le débit jusqu'à atteindre un point d'inversion où on assiste à un décolmatage total (pour 15 m³/h) (nettoyage du filtre) et une reprise du cycle de colmatage-décolmatage pour 24 m³/h.

Les écarts enregistrés entre les hauteurs d'eau en présence des MES seulement et en présence simultanée de MES et d'huile étaient de 5% pour les faibles débits et de 15% pour les plus forts.

La capacité du filtre vis à vis des HCT avait une allure logarithmique en fonction du débit. En général, le rendement du filtre était compris entre 57% et 87%.

La maquette nous a permis de tester d'autres technologies de filtres, en particulier leur capacité hydraulique. Le filtre CREAT BLANC a des capacités hydrauliques de 10, 12, et 15 m³/h pour les modèles à 12, 8 et 6 couches respectivement. En testant l'efficacité du filtre CREAT BLANC à douze couches vis-à-vis des MES = 1000 mg/l, nous avons trouvé le même comportement que celui du filtre ADOPTA, où le rendement diminue en fonction des débits avec un rendement compris entre 60 et 70 % pour tous les débits sauf pour le 15 m³/h, et où le cycle colmatage/décolmatage est présent pour le pas du temps de 15 minutes.

Les filtres CREAT GRIS à six et huit couches ont une capacité hydraulique de 12 m³/h. Mais nous n'avons pas réalisé un nombre suffisant d'essais pour étudier la capacité de ces filtres à capter des MES.

Le filtre MORTELECQUE (120 et 80 µm) présente une faible capacité hydraulique. Pour la durée d'essai de 15 minutes, les débits de 6, 12, 15 m³/h sont passés mais avec un niveau d'eau qui a continué à augmenter. De plus ce filtre colmate totalement et très vite en présence de MES. Il est donc fortement déconseillé de l'utiliser pour la dépollution des eaux pluviales selon la technique de la bouche d'injection.

Chapitre III

Etude in-situ sur bouche d'injection équipée du filtre

ADOPTA

- *Site 1 : RD 917 GAYANT EXPO à Douai*
- *Site 2 : RD 135a situé sur la Commune d'Estrées.*
- *Site 3 : La rue du Général Hermant à Douai*

Etude in situ sur bouche d'injection équipée du filtre ADOPTA

1. Introduction

Le but de cette étude expérimentale est d'étudier l'efficacité en matière de dépollution des eaux pluviales des bouches d'injection positionnées à l'entrée des dispositifs de gestion de ces eaux pluviales en milieu urbain (techniques alternatives ou réseau d'assainissement pluvial classique). Cette étude est spécifiquement in situ, en conditions réelles, sur les systèmes munis de filtres ADOPTA et équipés d'instrumentation permettant d'évaluer le rendement du prétraitement des eaux pluviales et l'état de colmatage de constitué de l'ensemble bouche d'injection et filtre.

Après avoir rappelé brièvement le contexte général de l'étude, nous présenterons un descriptif détaillé des dispositifs expérimentaux mis en œuvre, puis procéderons à une analyse critique des résultats obtenus.

L'objectif général est la détermination de la capacité du filtre ADOPTA vis-à-vis de la rétention des matières en suspension (MES), l'évaluation du rendement du prétraitement apporté par le filtre, et l'évaluation de l'impact d'autres polluants (comme les hydrocarbures et les métaux lourds) sur le filtre.

Pour étudier le phénomène de colmatage du filtre nous mesurons la hauteur d'eau dans la bouche d'injection. Le niveau d'eau dans la structure aval (puits d'infiltration ou autre), permet de connaître l'état de mise en charge et de colmatage de l'ouvrage.

L'instrumentation de trois sites différents (avec une intensité de trafic routier et urbanisation) équipés de bouches d'injections sur voiries permettra de connaître le rendement épuratoire du filtre et de la bouche d'injection sur des eaux pluviales réelles en établissant des bilans de pollution sur les paramètres suivants : « DCO, MES, HCT, Plomb, Zinc, Cuivre, et Cadmium » entre amont et aval du dispositif.

Deux types de données sont donc recueillis sur chacun des sites équipés. Le premier est la mesure permanente de plusieurs paramètres : la turbidité en amont et en aval, la hauteur d'eau dans la bouche d'injection H, le débit de sortie Q, la conductivité de l'eau en amont et en aval du dispositif, ainsi que la température de l'eau et le pH en amont et en aval du système avec

un pas du temps de 5 minutes. Toutes ces mesures sont enregistrées dans un poste d'acquisition des données situé dans une armoire implantée à proximité, et télétransmises via un système de télégestion (SOFTTOOLS) vers Polytech'Lille pour le dépouillement.

Le deuxième type d'acquisition de données s'effectue par prélèvement d'échantillons indexé sur les débits mesurés en amont et en aval pour faire l'analyse des *MES* et des métaux (Cd, Zn, Cu, Pb), ainsi que des hydrocarbures totaux HCT et de la DCO.

La pluviométrie des sites est fournie par les stations de Météo France à Douai et Estrées avec un pas de temps de 5 minutes.

2. Schéma de principe et équipements

Les bouches d'injection sont équipées de métrologie (sonde de niveau, turbidimètre, préleveur, sonde multiparamètres) permettant d'évaluer le rendement du prétraitement et l'état de colmatage de l'ouvrage (figure 94).

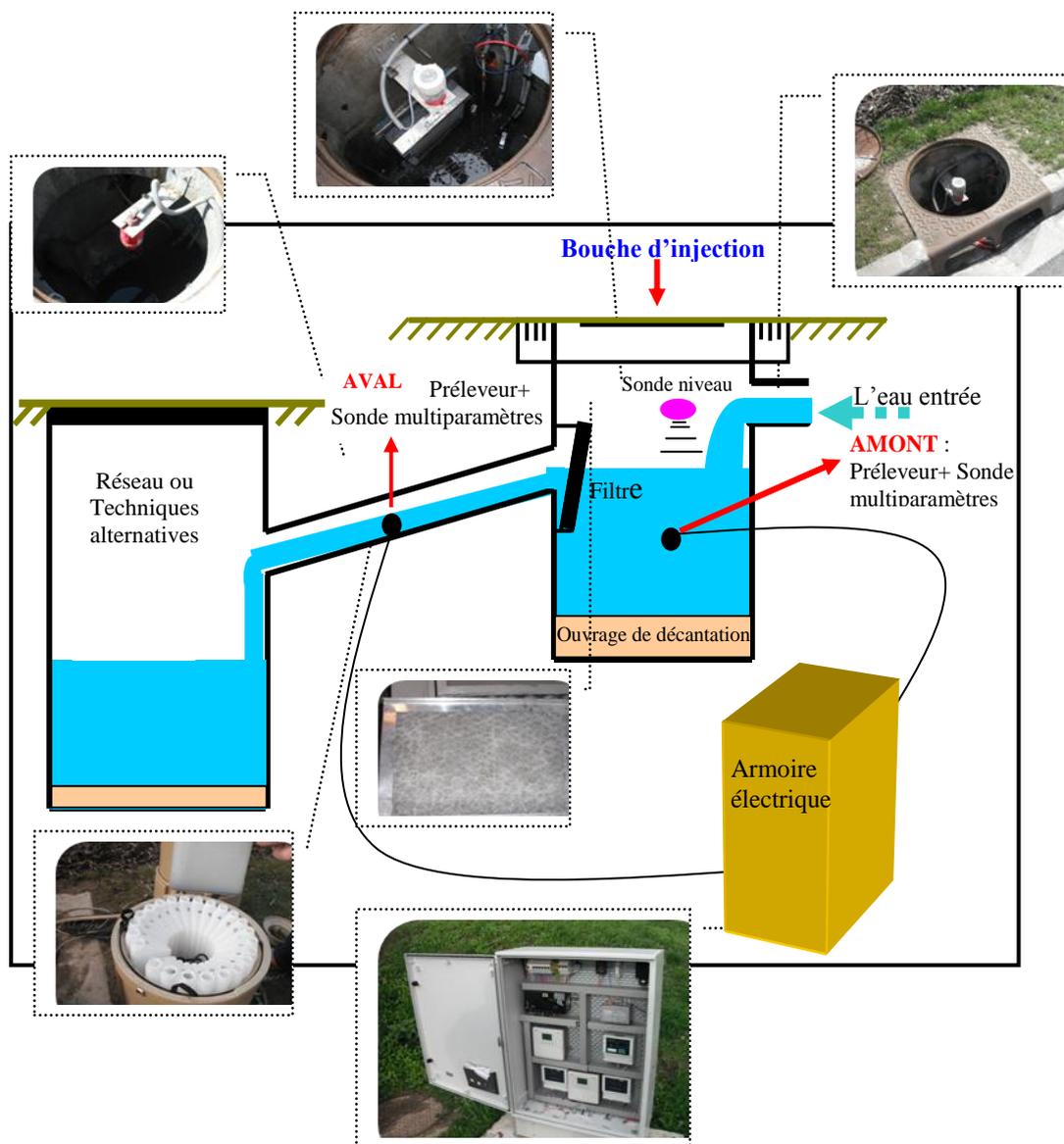


Figure 94 : Schéma de principe et équipements in situ

Le logiciel SOFTTOOLS permet de gérer plusieurs postes locaux SOFREL comme le S500, et assurer la télétransmission des données (figure 95). Toute information logique peut être configurée pour déclencher des appels automatiques, ce qui permet de reporter les alarmes détectées vers un ou plusieurs destinataires. Dans notre cas l'alarme se déclenche quand le débit en aval dépasse 1 m³/h afin de signaler le prélèvement d'échantillons sur le site concerné. Cette valeur a été réévaluée après une première période d'expérimentation où elle était fixée à 0,6 m³/h, ce qui générant des appels ne permettant pas de récolter d'échantillons exploitables.

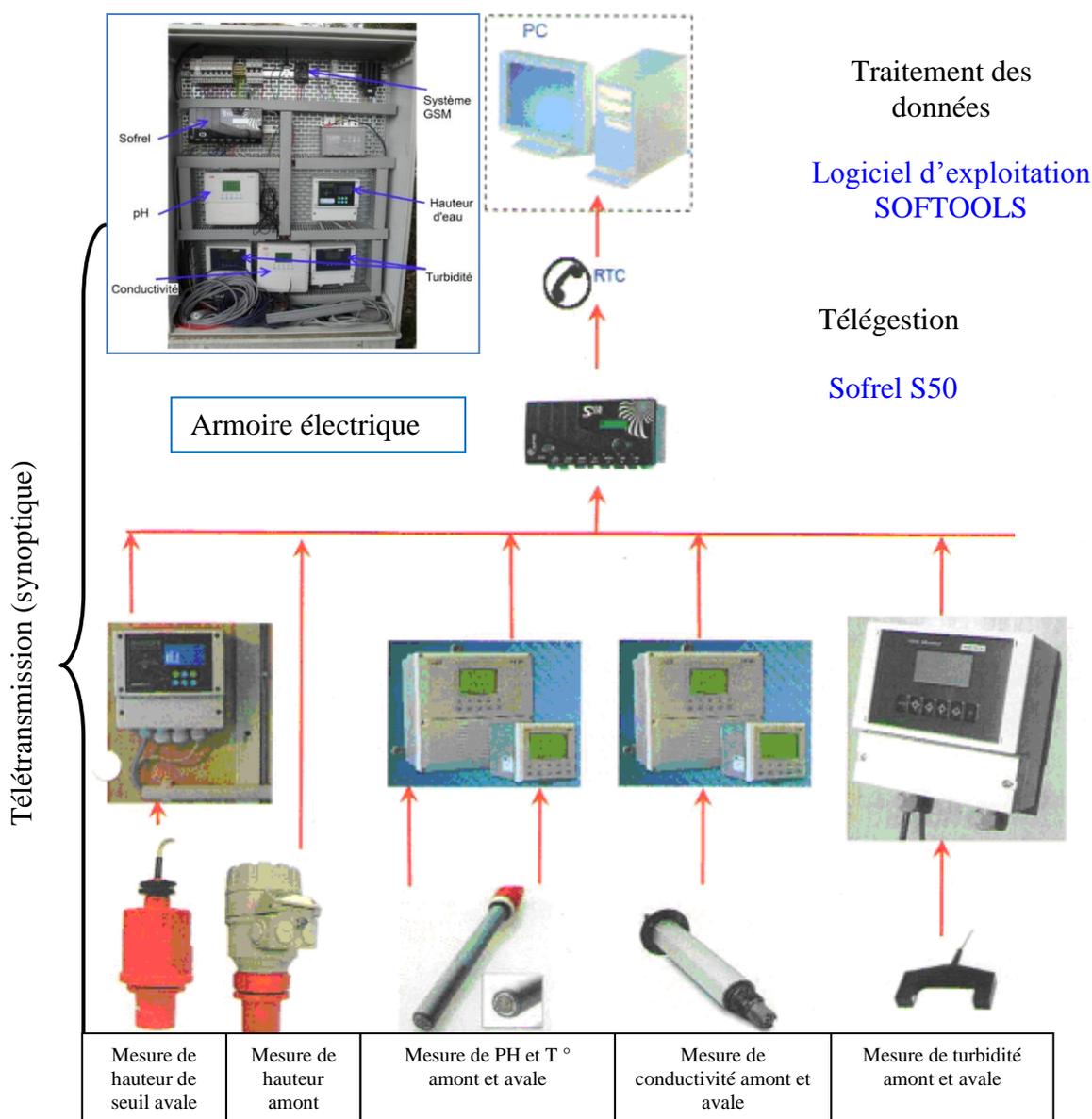


Figure 95: Diagramme représentatif de la prise de mesures et du traitement de données

3. Sites d'expérimentation

Trois sites différents ont été choisis en fonction du trafic routier et du niveau d'urbanisation :

- **Site N° 1** : RD 917 (GAYANT EXPO) à Douai. (*Zone urbaine et fort trafic*).
- **Site N° 2** : RD 135a situé sur la Commune d'Estrées. (*Zone rurale*).
- **Site N° 3** : Rue du Général Hermant à Douai (*Zone urbaine résidentielle*).

Les trois chaussées sont à revêtement classique et la collecte des eaux pluviales est localisée par injection immédiate dans la bouche. La sortie d'eau diffère d'un site à l'autre. Pour le premier site [GAYANT EXPO] l'eau s'évacue vers un réseau d'assainissement pluvial, pour le deuxième [ESTREES] l'évacuation s'effectue vers un fossé (milieu naturel) et pour le troisième [RUE DU GENERAL HERMANT] vers un puits d'infiltration.

A l'heure actuelle, les expérimentations ont été menées sur les deux premiers sites :

- RD 917 (GAYANT EXPO) à Douai.
- Site RD 135a d'Estrées.

Ces deux premiers sites ont été équipés à partir d'octobre 2009. Le troisième site sera fonctionnel à partir de mois de mai ou juin 2011 après un transfert du matériel du site N° 2.

Le choix des différents sites a été effectué afin d'avoir une idée globale sur la pollution (nature et quantité) et l'efficacité du dispositif dans des configurations diverses.

4. Description des ouvrages et métrologie

4.1. Site N° 1 : RD 917 (GAYANT EXPO)

C'est un site urbain à fort trafic (figure 96) avec un revêtement classique où l'eau ruisselant en surface est captée par les bouches. La zone expérimentale est de 580 m², mais des bordures séparatives de protection des bandes cyclables modifient l'écoulement des eaux en réduisant le captage effectif de la bouche instrumentée. L'eau s'évacue vers un réseau d'assainissement pluvial. Le trafic sur ce site est de 19000 Véhicules/Jour sur deux sens de circulation.



Figure 96 : Site RD 917 (GAYANT EXPO) à Douai

4.1.1. Travaux et équipement

Pour préparer le site et le raccorder à la station de refoulement GC 35, les travaux suivants ont été effectués par la société SEMERU :

- Terrassement et pose de fourreaux pour raccorder la métrologie à la station.
- Accrochage des câbles dans la T150 pour relier la chambre de tirage à l'armoire électrique à poser à la station.
- Terrassement et fourreaux pour prise d'électricité à la SR GC 35 (40m)
- Fourniture et pose d'une sonde de niveau (H) dans la bouche d'injection, en amont du filtre.
- Fourniture et pose de deux sondes multi paramètres (T°, pH, Conductivité électrique) en amont et en aval.

- Fourniture et pose de deux sondes de turbidité (amont, aval).
- Fourniture et pose d'un seuil en (V) de mesure du débit en aval sur DN250 avec sonde de niveau.
- Création de regards Ø1000 pour la mise en place de la mesure de niveau (calcul de débit) et du préleveur.
- Fourniture et pose d'armoire électrique
- Fondation pour poser l'armoire
- Fourniture et pose d'un satellite de télégestion (SOFTTOOLS) et d'un logiciel de rapatriement des données vers les locaux de Polytech'Lille
- Raccordement des sites aux réseaux de télécommunication et d'électricité publics
- Mise en route et paramétrages des équipements.
- Paramétrage du logiciel de télégestion.

La société SEMERU a de plus assuré durant la période d'étude la maintenance (étalonnage, réparation) de l'ensemble des équipements du site.

Le (figure 97) et (98) présentent le schéma descriptif du site et de ses équipements respectivement.

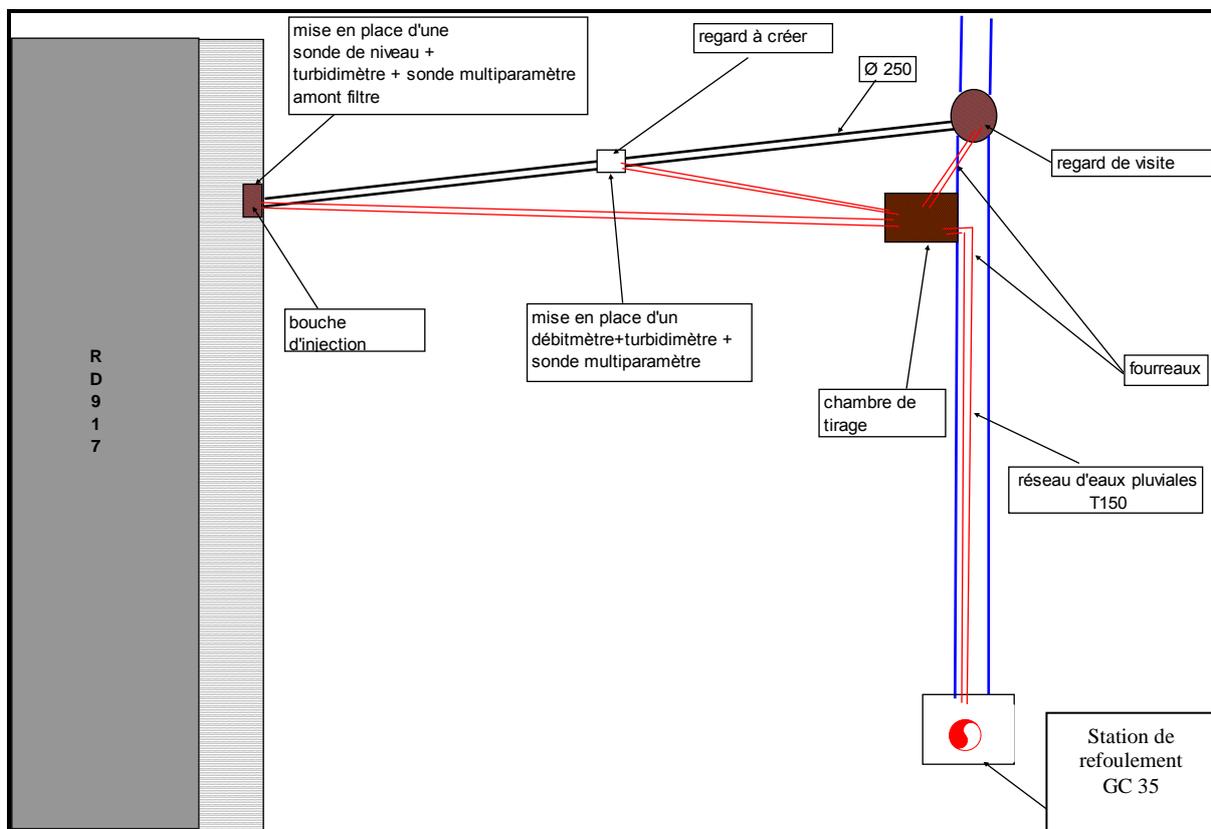


Figure 97 : Schéma descriptif du site de la RD 917 (GAYANT EXPO) à Douai [ADOPTA]



Armoire électrique



BI et filtre (amont)



Préleveur



Sortie (aval)

Figure 98 : Equipements du site N°1 GAYANT EXPO

4.2. Site N° 2: RD 135a (ESTREES)

Le site d'Estrées est un site rural, situé à 10 km de Douai (figure 99). La surface de chaussée qui capte les eaux pluviales par la bouche d'injection en expérimentation est de 240 m².

Le trafic moyen sur cette chaussée est de 1300 Véhicules/Jour sur deux sens de circulation.



Figure 99 : Le village d'Estrées et la situation de la chaussée en expérimentation



Figure 100 : site RD 135a d'Estrées

Le site est un giratoire à l'entrée de la commune d'Estrées sur la RD 135a. Il possède un revêtement classique et la collecte des eaux pluviales est localisée par injection immédiate dans la bouche d'injection. L'évacuation s'effectue vers un fossé (milieu naturel) (figure 100). La préparation de site et la création des éléments nécessaires (bouches d'égouts adaptées, terrassement, regards de visite, ...), ont été effectuées en même temps que la création du giratoire par les services techniques du Département du Nord.

4.2.1. Travaux et équipement

Les travaux effectués sont de même nature que ceux du site N°1 complétés pour s'adapter à la nature du site (figure 101).

Pour préparer le site afin d'être opérationnel, les travaux suivants ont été réalisés par la société SEMERU :

- Fourniture et pose d'une sonde de niveau (H) dans la bouche d'injection, en amont du filtre.
- Fourniture et pose de deux sondes multi paramètres (T° , pH, Conductivité électrique) en amont et en aval.
- Fourniture et pose de deux sondes de turbidité (amont, aval).
- Fourniture et pose d'un seuil en (V) de mesure de débit en aval avec sonde de niveau.
- Fourniture et pose d'armoire électrique
- Fondation pour l'armoire

- Fourniture et pose d'un satellite de télégestion (SOFTTOOLS) et d'un logiciel de rapatriement des données vers Polytech'Lille
- Raccordement des sites aux réseaux de télécommunication et d'électricité publics
- Mise en route et paramétrages des équipements.
- Paramétrage du logiciel de télégestion.

La société SEMERU a de plus assuré durant la période d'étude la maintenance (étalonnage, réparation) de l'ensemble des équipements du site.

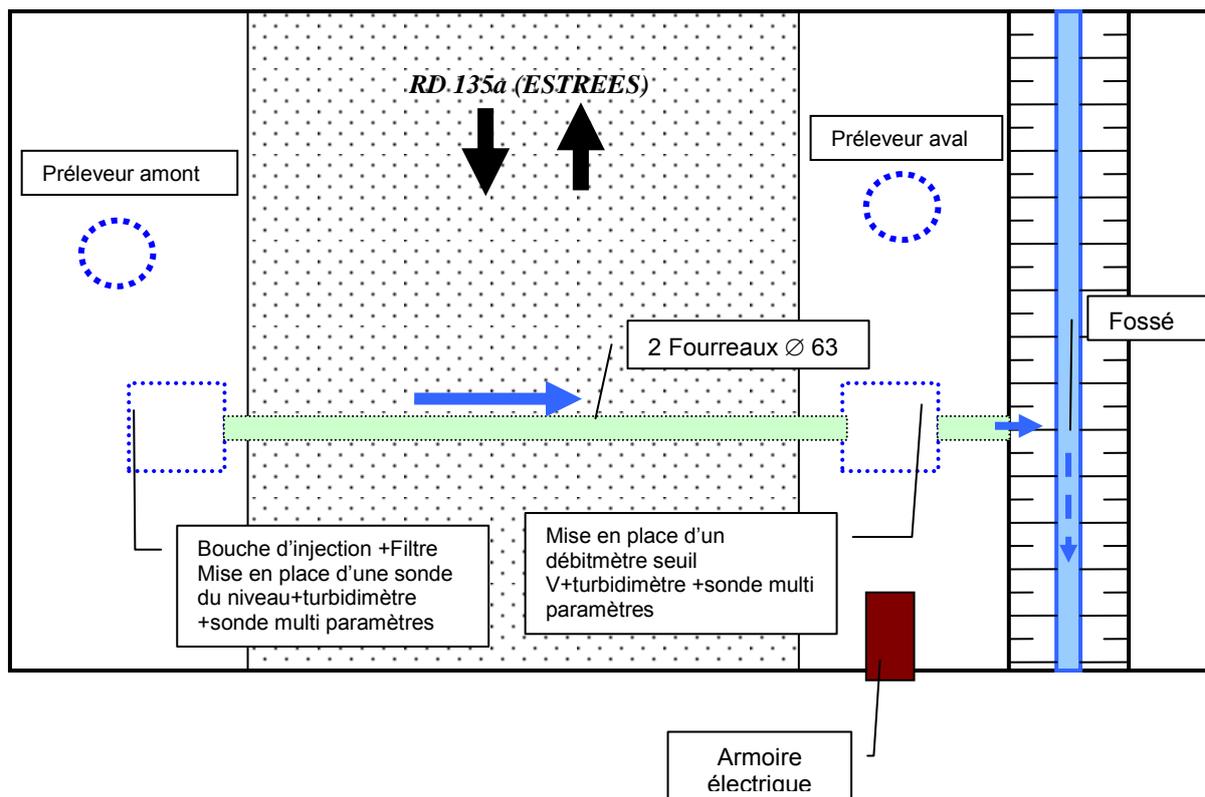


Figure 101 : Schéma descriptif du site N° 2: RD 135a (ESTREES) [ADOPTA]

4.3. Site N° 3 LA RUE DU GENERAL HERMANT

Il est situé à Douai dans une zone urbaine résidentielle. Il fera l'objet d'un équipement par réutilisation du matériel du site N°2.

La surface raccordée à la bouche d'injection est d'environ 250 m². Une pluie décennale de 32 mm/h générera donc un débit de 8 m³/h. L'évacuation d'eau se fera vers un puits d'infiltration (figure 102).



Bouche d'injection

Puits d'infiltration

Figure 102 : La Bouche d'injection et le puits d'infiltration, site N°3

4.3.1. Travaux et équipement

Les travaux à effectuer sont de même nature que ceux des deux premiers sites (figure 103):

- Fourniture et pose de deux sondes de niveau dans la bouche d'injection et le puits d'infiltration
- Fourniture et pose de deux sondes multi paramètres (T°, pH, Conductivité électrique)
- Fourniture et pose de deux sondes de turbidité.
- Fourniture et pose d'un seuil en (V) de mesure de débit sur DN250 avec sonde de niveau
- Création d'un regard 40x40 pour la mise en place de la mesure de niveau (calcul de débit)
- Fourniture et pose du câblage nécessaire à la transmission des données
- Fourniture et pose d'armoire électrique sur le socle béton existant
- Fourniture et pose d'un satellite de télégestion et d'un logiciel de rapatriement des données vers Polytech'Lille
- Raccordement des sites aux réseaux de télécommunication et d'électricité publics
- Mise en route et paramétrages des équipements,
- Paramétrage du logiciel de télégestion.

La figure (103) montre le Schéma descriptif du Site N° 3.

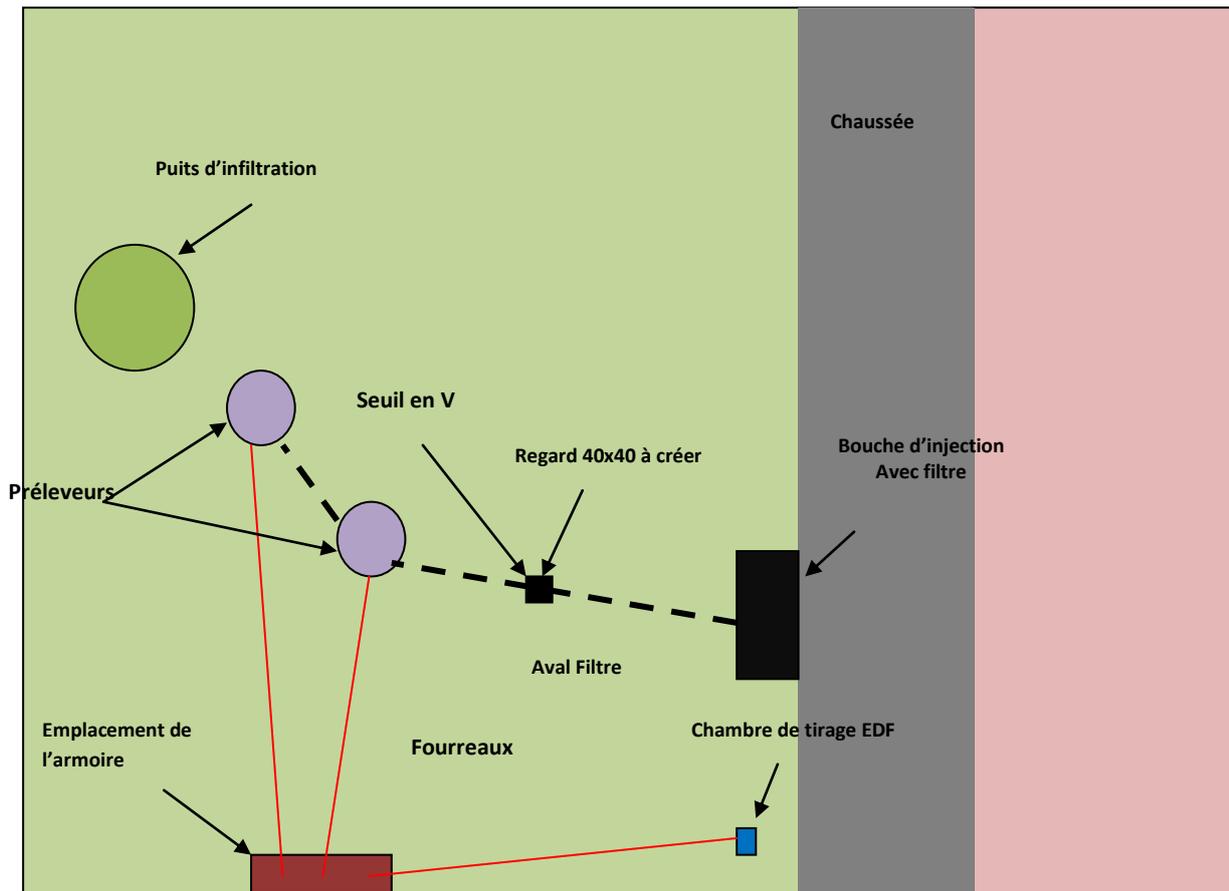


Figure 103 : Schéma descriptif du Site N° 3 LA RUE DU GENERAL HERMANT

Le (tableau 51) résume les caractéristiques des sites.

Site	Surface de chaussée	Urbanisation	Trafic	Nb Véhicules Par jour	Revêtement	Exutoire
Site N° 1 : (EXPO GAYANT)	580	urbain	fort	19000	Classique	Réseau d'assainissement pluvial
Site N° 2 : RD 135a Estrées	240	rural	faible	1300	Classique	fossé
Site N° 3 : Rue du Général	250	urbain (résidentiel)	-	-	Classique	puits d'infiltration

Tableau 51 : Caractéristiques des sites expérimentaux.

5. Résultats et discussions

Les valeurs de la turbidité en amont et en aval du filtre, la hauteur d'eau dans la bouche d'injection H, le débit de sortie Q, la conductivité de l'eau en amont et en aval du dispositif, ainsi que la température de l'eau et son pH en amont et en aval du système sont acquises avec un pas du temps de 5 minutes. Ces données sont enregistrées dans le dispositif d'acquisition placé dans l'armoire électrique, puis télétransmises à Polytech'Lille via le système de télégestion SOFTTOOLS. Le (tableau 52) montre l'ensemble des paramètres enregistrés et les points de mesures avec les pas de temps correspondants. La pluviométrie au même pas de temps de 5 minutes est fournie par les stations de Météo France à Douai et à Estrées (tableau 53).

paramètres	Unité	Point de mesure		Pas de temps
		Amont	Aval	
Turbidité (Tur)	mg/l	Oui	Oui	5 min
Hauteur d'eau (H)	cm	Oui	Non	5 min
Débit (Q)	m ³ /h	Non	Oui	5 min
pH	-	Oui	Oui	5 min
Température (T°)	C°	Oui	Oui	5 min
Conductivité (Cond)	μS/cm	Oui	Oui	5 min
MES	mg/l	Oui	Oui	Si Q > 1 m ³ /h
Métaux lourds : « Pb, Zn, Cu, et Cd »	μg/l	Oui	Oui	Si Q > 1 m ³ /h
Hydrocarbures Totaux HCT	mg/l	Oui	Oui	Si Q > 1 m ³ /h
DCO	mg/l	Oui	Oui	Si Q > 1 m ³ /h

Tableau 52 : Paramètres mesurés et analysés (in situ)

Date	Δt	h (mm)	i (mm/h)
.....
02/07/2010 20:15	Pluie_5min	0	0
02/07/2010 20:20	Pluie_5min	0,4	4,8
02/07/2010 20:25	Pluie_5min	0,4	4,8
.....

Tableau 53 : pluviométrie (stations de Météo France de Douai et d'Estrées)

Le deuxième type d'acquisition s'effectue par le prélèvement d'échantillons indexé sur les débits mesurés en aval (déclenchement du prélèvement quand un débit initialement supérieur à $1 \text{ m}^3/\text{h}$ est mesuré) afin d'analyser les MES et les métaux (Cd, Zn, Cu, Pb), ainsi que les hydrocarbures totaux HCT, et la DCO.

5.1. Les mesures permanentes (mesures en continu)

5.1.1. La hauteur d'eau en amont H en (cm)

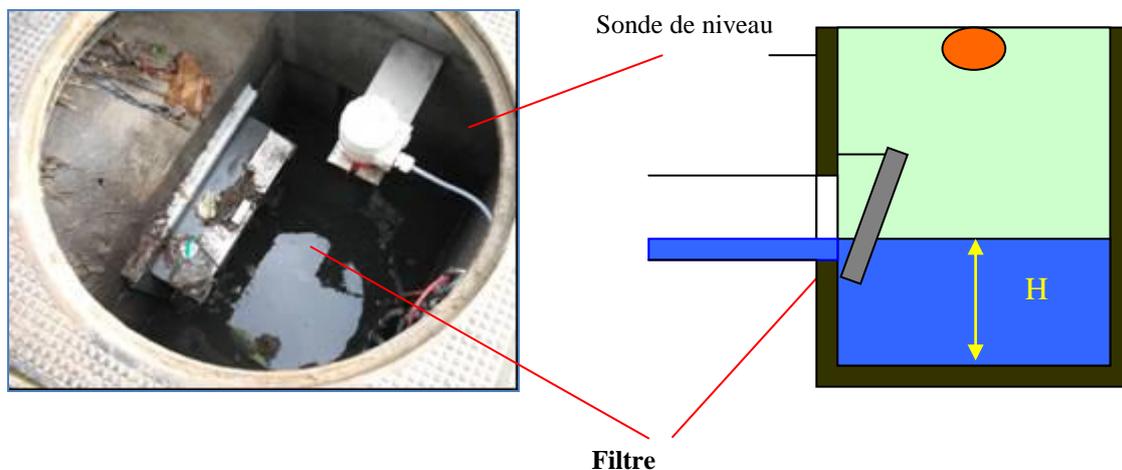


Figure 104: Mesure de hauteur d'eau dans la bouche d'injection in situ

Pour étudier le phénomène de colmatage du filtre nous mesurons la hauteur d'eau dans la bouche d'injection (figure 104).

Un exemple de valeurs est présenté (tableau 54).

Date	Hauteur d'eau (cm)
.....
01/04/2010 00:00	61,76
01/04/2010 00:05	53,37
01/04/2010 00:10	50,16
01/04/2010 00:15	49,44
.....

Tableau 54 : Mesure de la hauteur d'eau en amont de la bouche d'injection

Les mesures permanentes de la hauteur d'eau dans la bouche d'injection montrent une bonne corrélation avec la pluviométrie. La (figure 105) montre les mesures de hauteur d'eau et de pluviométrie pour le mois de Février 2010 sur le site EXPO GAYANT à Douai.

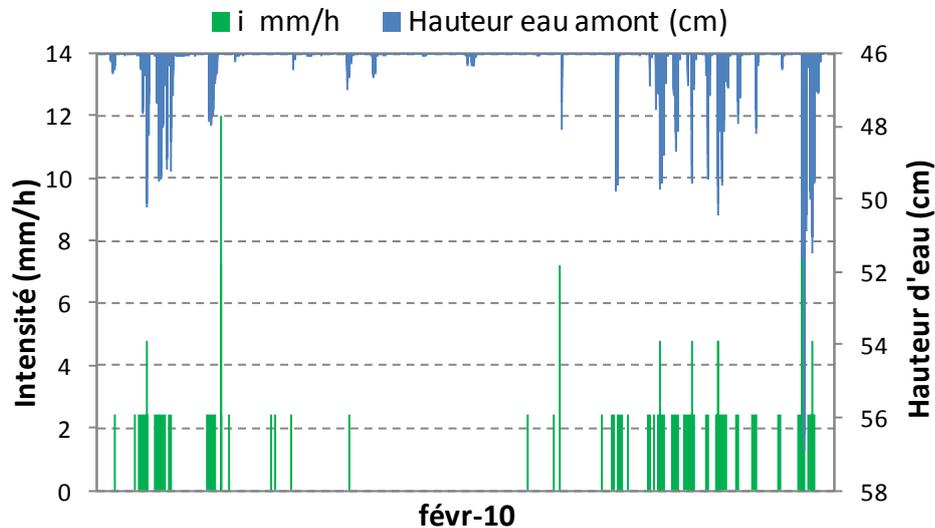


Figure 105 : Mesures de la hauteur d'eau H et de la pluviométrie à GAYANT EXPO, Février 2010

Nous pouvons avec cette mesure du niveau d'eau dans la bouche d'injection déterminer la capacité hydraulique du filtre. Tous les résultats enregistrés montrent que les filtres n'ont jamais atteint leurs limites sur les deux sites (Estrées et GAYANT EXPO), même si des hauteurs d'eau importantes ont été atteintes très ponctuellement à GAYANT EXPO.

5.1.2 Le Débit Q (m^3/h)

L'aval de la bouche d'injection est équipé d'un déversoir triangulaire à paroi mince (figure 106), qui sont un dispositif précis pour les mesures de débit. La hauteur d'eau en amont du déversoir est mesurée par une sonde de niveau, puis la valeur de débit correspondante est calculée par la centrale d'acquisition à partir de la loi de déversement.

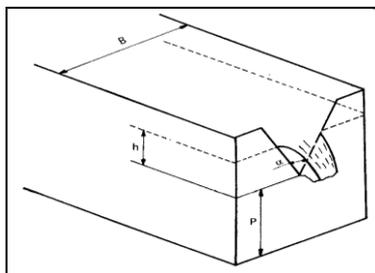


Figure 106 : déversoir triangulaire à paroi mince en aval de la BI

L'alarme de télégestion se déclenche quand le débit en aval dépasse $1 \text{ m}^3/\text{h}$ afin de signaler le prélèvement d'échantillons sur le site concerné. Rappelons que cette valeur a été réévaluée après une première période d'expérimentation où elle était fixée à $0,6 \text{ m}^3/\text{h}$, générant des appels ne permettant pas de récolter d'échantillons exploitables.

Les valeurs du débit en aval sont enregistrées par la centrale d'acquisition, puis télétransmises à Polytechnique de Lille (tableau 55).

Date	Débit aval (m^3/h)
.....
22/08/2010 23:50	4,61
22/08/2010 23:55	10,65
23/08/2010 00:00	11,78
23/08/2010 00:05	6,64
.....

Tableau 55 : Mesure de débit en aval de la bouche d'injection

Les mesures permanentes de débit montrent une bonne corrélation avec la pluviométrie surtout pour les faibles pluies. A titre d'exemple, la (figure 107) montre les mesures de débit et de pluviométrie pour le mois de Décembre 2009 sur le site N°2.

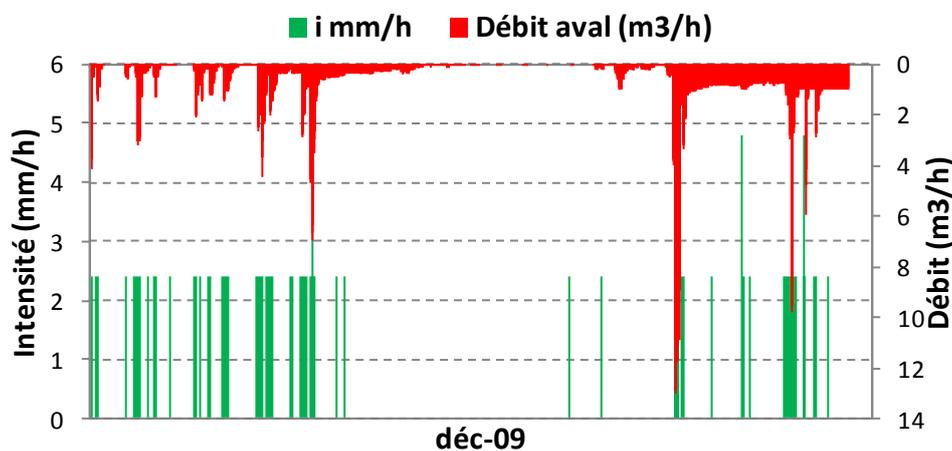


Figure 107 : Mesure du débit et de la pluviométrie à Estrées Décembre 2009

Les cas ponctuels de discordance entre pluviométrie et débit mesuré proviennent essentiellement de problèmes de métrologie. Nous avons ainsi constaté plusieurs cas d'absence de débit mesuré après un événement pluvieux significatif, qui peuvent s'expliquer

par un défaut de mesure de la sonde de hauteur d'eau en aval du déversoir triangulaire ou par un problème au niveau de l'acquisition de cette mesure par le système de télégestion.

5.1.3 Les valeurs mensuelles maximales de (Q, i, H)

La pluviométrie du site de GAYANT EXPO est fournie par le pluviomètre de la CAD situé à Douai, alors que celle du site d'Estrées est donnée par une station au voisinage de celui ci, avec un pas de temps de 5 minutes.

La quantité d'eau pluviale est différente d'un site à l'autre et par conséquent les débits en aval diffèrent également. Le (tableau 56) présente les valeurs mensuelles maximales du débit aval, de la pluviométrie, et de la hauteur d'eau en amont du filtre pour les deux sites.

On observe une grande différence entre les deux sites, surtout au niveau de la hauteur d'eau. On peut expliquer partiellement cette différence par une différence de débits générés par des surfaces de collecte différentes et des intensités de pluies différentes, mais les valeurs maximales de hauteur d'eau mesurées sur le site de GAYANT EXPO montrent que le filtre est submergé périodiquement. La présence de flottants (feuilles, plastiques,...) transportés par un ruissellement important, peut entraîner le colmatage temporaire du filtre et augmenter le niveau d'eau en amont. Ce phénomène se répète effectivement sur le site de GAYANT EXPO lors des événements pluvieux intenses. En revanche, l'absence de flottants relevés sur le site d'ESTREES, explique que le filtre est à cet endroit rarement submergé, même en cas de forte intensité de pluie.

La (figure 108) montre un événement pluvial très fort (max 33 mm/h) sur le site GAYANT EXPO, qui a abîmé le filtre. Au début de l'événement le niveau d'eau en amont était maximal.

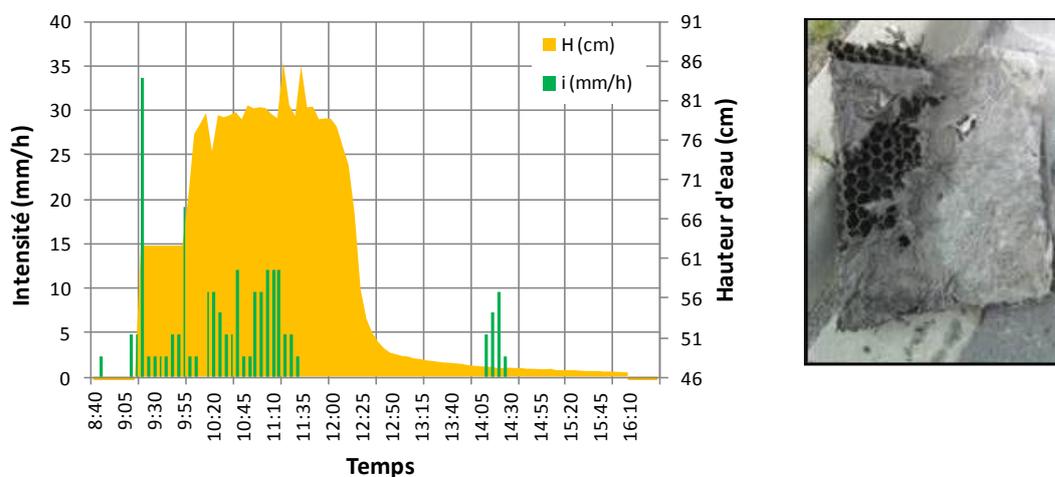


Figure 108 : Pluie du 06/06/2010 très forte (max 33 mm/h) site GAYANT EXPO, avec le filtre abîmé



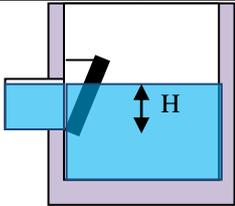
Paramètres	Intensité max i (mm/h)		Débit max Q (m ³ /h)		Niveau d'eau H (cm) *	
	EXPO	Estrées	EXPO	Estrées	EXPO	Estrées
Octobre 2009	36	-	3,3	-	42,6	-
Novembre 2009	19,2	28,8	32,2	19,2	31,6	18,2
Décembre 2009	7,2	4,8	1,3	13	44,4	16,4
Janvier 2010	4,8	2,4	1	6	44,2	10,5
Février 2010	12	9,6	1,5	14	10,9	16,9
Mars 2010	36	7,2	3,4	17,1	41,7	8,9
Avril 2010	9,6	14,4	1,5	2,5	43,6	7,6
Mai 2010	31,2	12	43,7	5,8	46	12,8
Juin 2010	33,6	33,6	3,2	18,4	39,8	27,4
Juillet 2010	60	31,2	4,7	17,6	48,2	26,7
Août 2010	-	55,2	-	15	-	15,7
Septembre 2010	-	24	-	19,1	-	19
Octobre 2010	-	21,6	-	10	-	12,7
Novembre 2010	-	38,4	-	18,2	-	24,1
<p>*H = Niveau d'eau dans la bouche mesuré par la sonde – la hauteur de la zone morte (zone de décantation). Cette dernière est de 46 cm pour le site GAYANT EXPO et 37 cm pour le site d'Estrées.</p>						

Tableau 56 : valeurs mensuelles maximales du débit aval, de la pluviométrie, et de la hauteur d'eau sur les deux sites

5.1.4 La Turbidité (mg/l)

La turbidité permet une mesure indirecte, mais continue et en temps réel de la concentration en particules. La mesure de turbidité en amont et en aval du filtre nous permet d'évaluer le rendement du prétraitement apporté par le filtre. Le (tableau 57) présente quelques valeurs de turbidité mesurées à titre d'exemple.

Date	Turbidité aval Filtre (mg/l)	Turbidité amont (mg/l)
.....
28/03/2010 21:30	76	305
28/03/2010 21:35	75	290
28/03/2010 21:45	76	292
.....

Tableau 57 : Mesure de turbidité en amont et en aval de la bouche d'injection

NB : le seuil de mesure de turbidité, au début de l'expérimentation était de 800 mg/l, afin de conserver la meilleure précision possible. Les premiers retours nous ont montré que ce seuil était très souvent atteint (saturation des sondes de mesure). Nous avons successivement relevé la valeur de ce seuil à 1000 mg/l, puis à 10 000 mg/l pour la même raison.

(Remarque : les valeurs de seuil sont imposées par le dispositif de mesure) (figure 109)

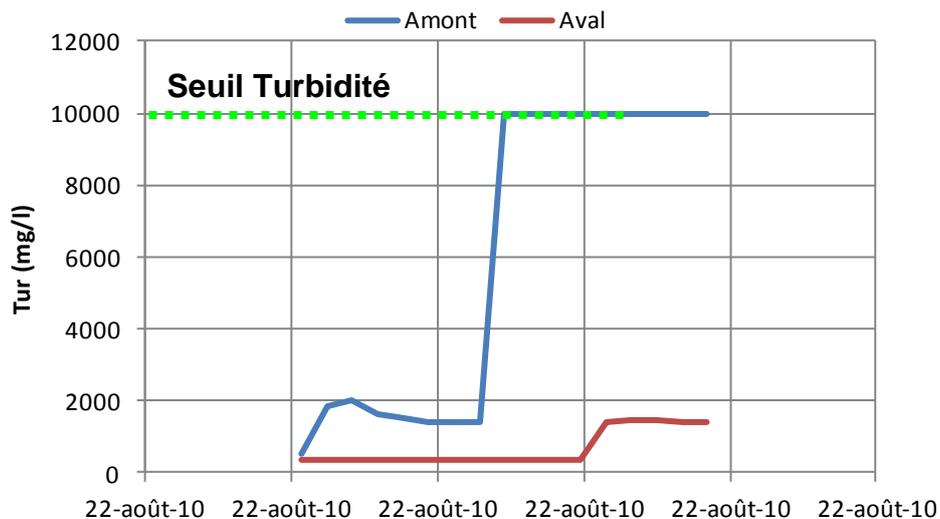


Figure 109 : seuil de mesure de turbidité

Les valeurs de turbidité, atteignent parfois le seuil maximal de 10 000 mg/l, surtout au début d'un événement pluvial. On peut expliquer ces valeurs extrêmes par les importantes quantités de dépôts décantés remis en suspension par l'entrée massive de l'eau dans le système.

De façon qualitative, nous remarquons toujours une perturbation temporaire de la turbidité (à l'amont et à l'aval) au début de chaque événement pluvieux.

5.1.4.1 Analyse quantitative de la turbidité

Afin de préciser et de quantifier les modifications de turbidité enregistrées, et pour évaluer le rendement du filtre, nous avons effectué une analyse quantitative de la turbidité par les deux formules suivantes :

$$red_tur\% = \frac{(Tur_am) - (Tur_av)}{(Tur_am)} \times 100$$

$$red\% = \frac{\sum (red_tur\%).Q}{\sum Q}$$

red_tur% : Rendement de Turbidité.

red% : Rendement de (Turbidité, Débit).

Q : Débit mesuré en aval de la bouche d'injection (m³/h).

Tur_am : Turbidité en amont du filtre (mg/l).

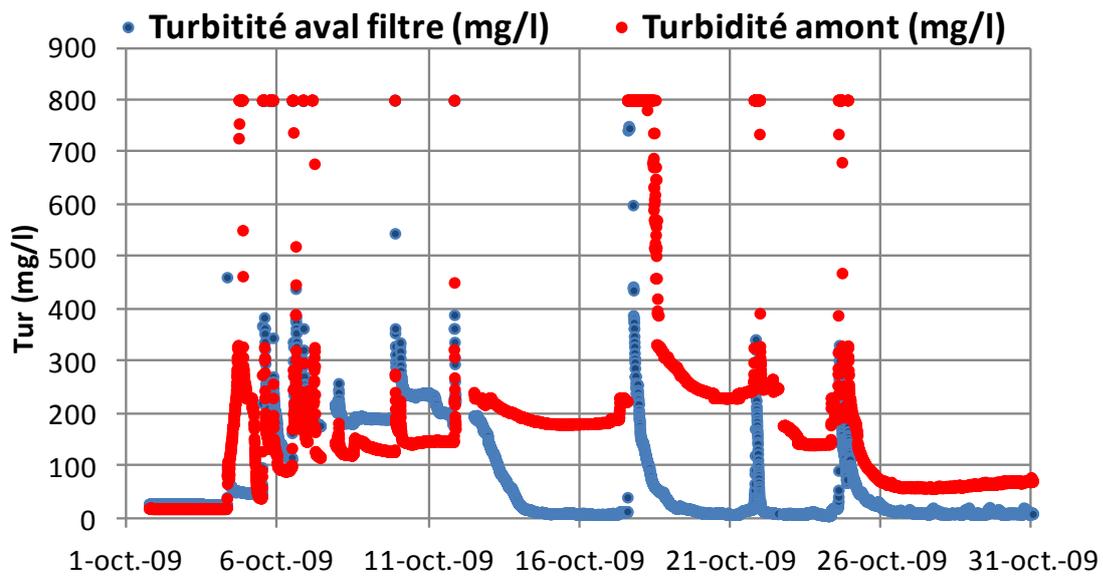
Tur_av : Turbidité en aval du filtre (mg/l).

L'analyse est menée avec un pas de temps de 12 h de façon à avoir 60 valeurs en moyenne par mois, et un pas de temps de 5min pour les événements séparés. Le (figure 110) et (111) illustrent les résultats de turbidité mesurée en amont et en aval du filtre sur le site de GAYANT EXPO pour le mois d'octobre 2009.

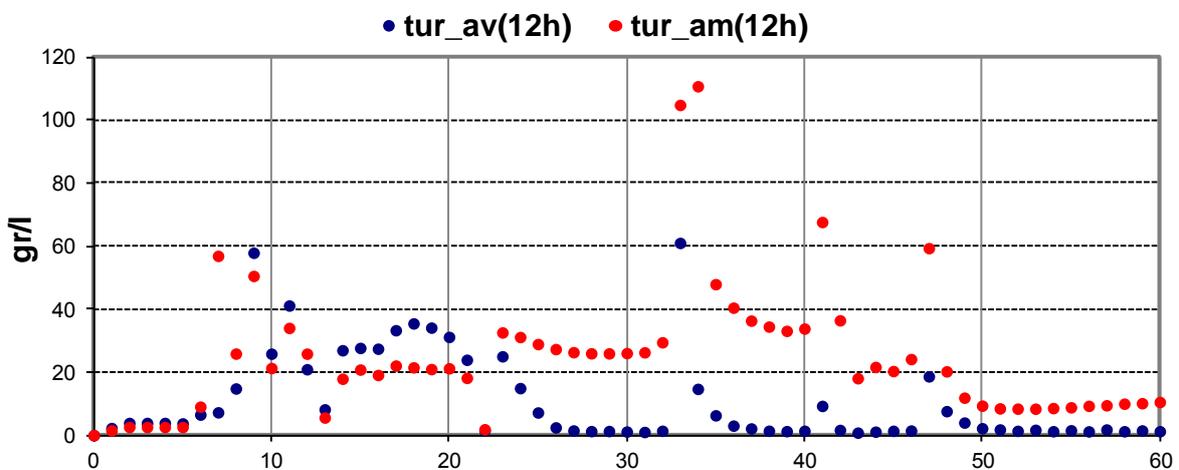
La première valeur de rendement (rendement brut red_tur%) permet d'évaluer l'efficacité brute du filtre à chaque instant, indépendamment du débit.

La seconde valeur de rendement (rendement red%) nous permet d'estimer le rendement global du filtre en terme de masse de polluants (MES) retenue par le dispositif.

.



*Figure 110 : Turbidité sur le site GAYANT EXPO octobre 2009
(pas de temps 5min)*



*Figure 111 : Turbidité cumulée sur le site de GAYANT EXPO octobre 2009
(pas de temps 12h)*

Les résultats ne sont pas tous interprétables. Les causes en sont diverses et les exemples ci-après mettent en évidence les problèmes rencontrés.

De plus, les valeurs nulles de débit enregistrées sur certains événements pluvieux ne permettent pas un calcul fiable du Red% (turbidité, débit).

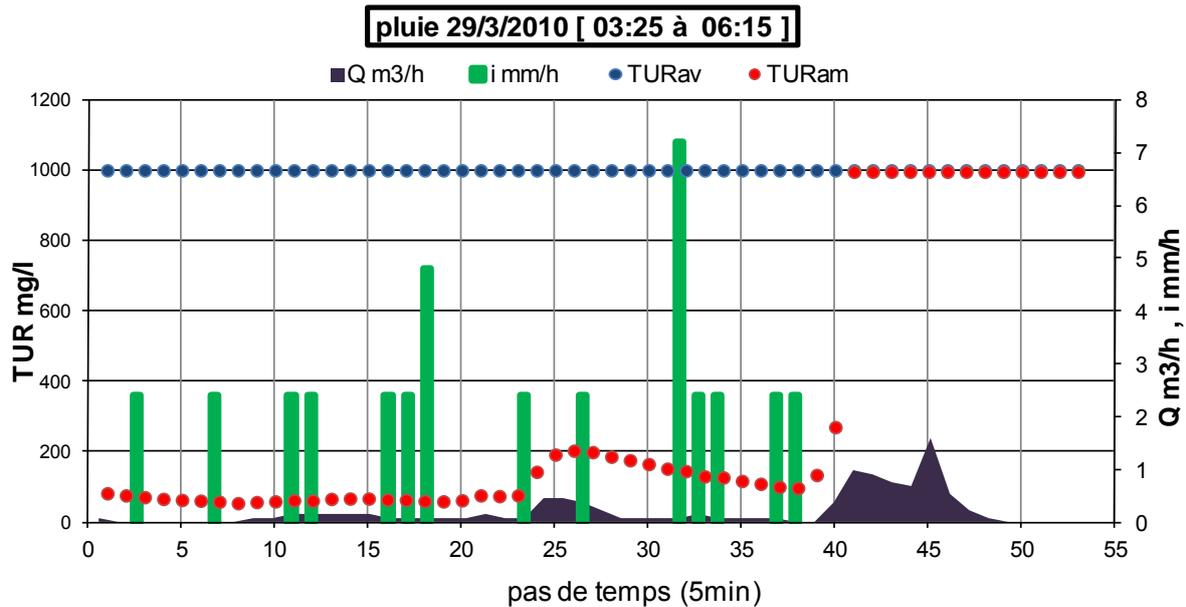


Figure 112 : Turbidité en aval bloquée à la valeur seuil. (Site Estrées)

(figure 112), on observe que la turbidité en aval est bloquée à la valeur de saturation de la sonde.

Elle pourrait être faussée par le positionnement trop bas de la sonde dans les regards amont et aval : du fait de la décantation (figure 113), les valeurs, même par temps sec, apparaissent très élevées.

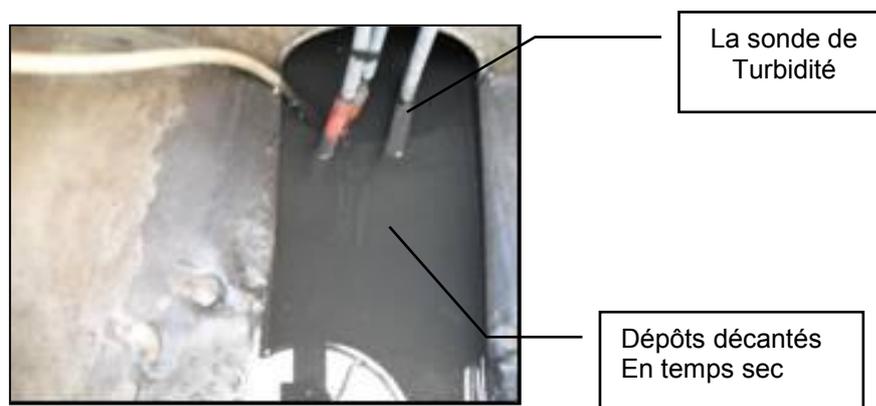


Figure 113 : dépôts décantés en aval de la bouche d'injection

A l'inverse, nous avons relevé de façon ponctuelle, qu'une voire les deux sondes de turbidité donnaient des valeurs nulles malgré la survenue d'un événement pluvieux, comme illustré sur la (figure 114), où la turbidité en aval est nulle.

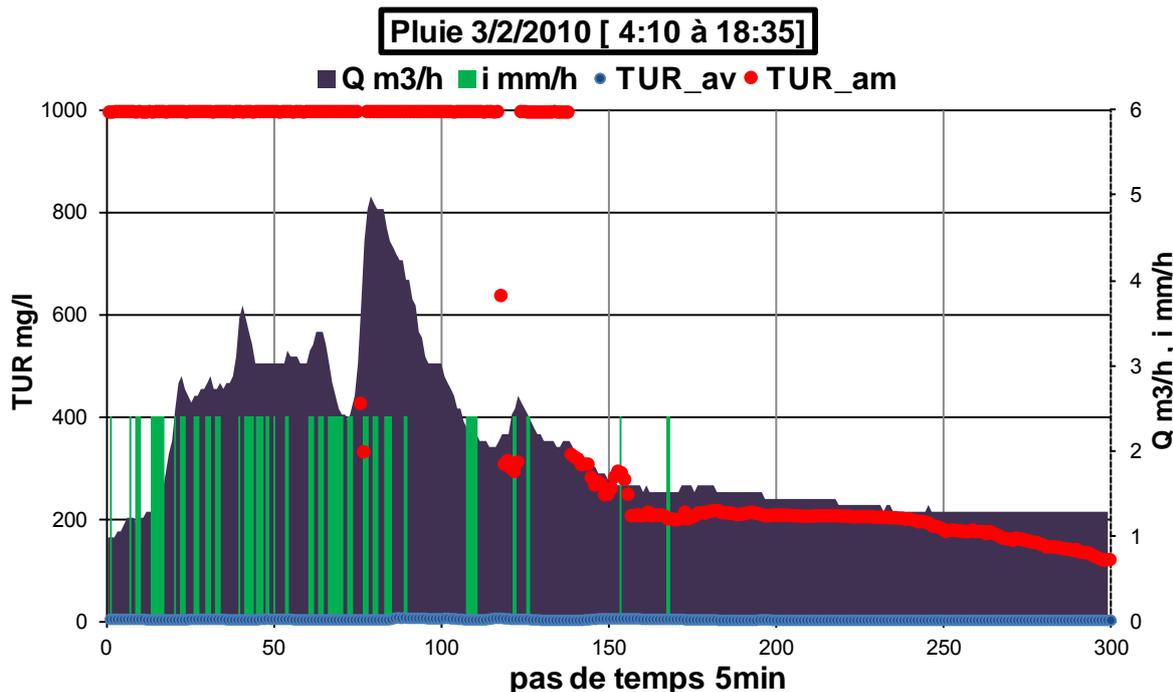


Figure 114 : Turbidité en aval nulle (site Estrées)

Lors d'autres événements pluvieux, des valeurs de turbidité incohérentes ont été rencontrées, en particulier à l'amont du filtre.

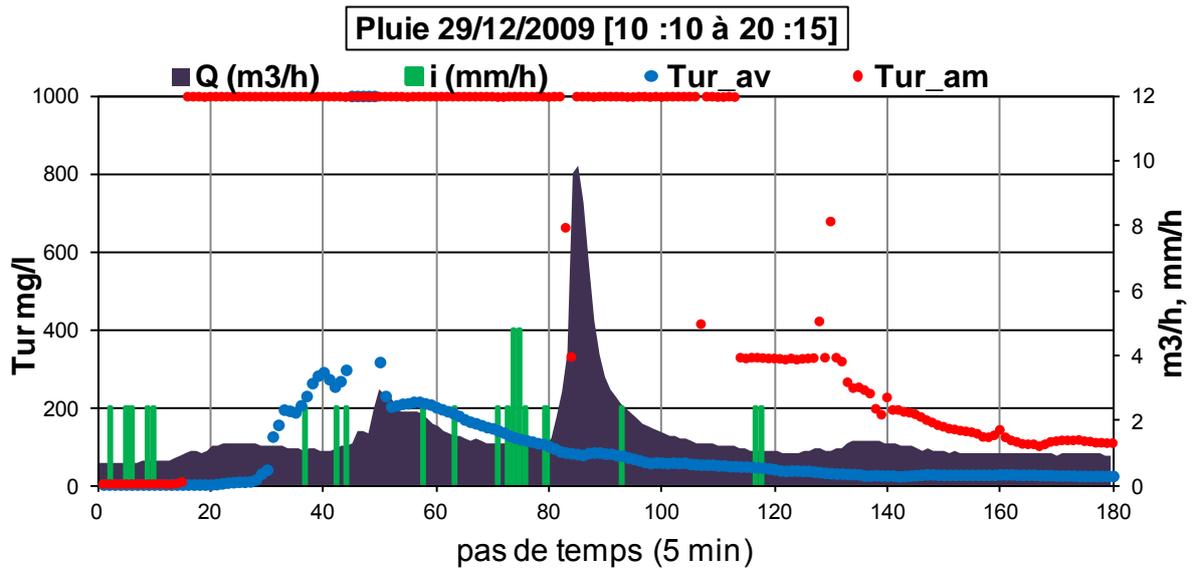
Ces phénomènes trouvent leur explication dans le colmatage et le décolmatage des sondes lors d'événements pluvieux marqués.

Nous avons donc utilisé les formules précédentes ($red_tur\%$ et $red\%$) pour calculer le rendement du filtre uniquement pour les événements où l'instrumentation a donné satisfaction.

Par d'exemple, la (figure 115) représente l'évolution des paramètres mesurés (pluviométrie, débit et turbidités) durant un événement pluvieux de longue durée sur le site d'Estrées avec un pas de temps de 5 min, ce qui nous a permis de calculer les rendements ($red_tur\%$ et $red\%$).

Sur la durée de cet événement isolé le rendement moyen du filtre ($red_tur\%$) est de 76%, les valeurs ponctuelles variant fortement [de 100% au maximum à 0% au minimum].

En pondérant les valeurs mesurées par le débit (en calculant $red\%$), le rendement du filtre est de 81.2%.



*Figure 115: Évolution des paramètres mesurés (pluviométrie, débit et turbidité),
site d'Estrées*

Nous constatons dans cet événement que la limite de turbidité des capteurs est atteinte aussi bien en amont qu'en aval. Un indicateur qualitatif de la bonne efficacité du filtre lors de cet événement pluvial est la décroissance et la stabilisation beaucoup plus rapide de la valeur de la turbidité mesurée à l'aval comparativement aux valeurs mesurées à l'amont.

La (figure 116) présente les résultats enregistrés sur un autre événement pluvieux (pluie du 02/05/2010) sur le site d'Estrées. Les valeurs obtenues pour cet événement sont :

- un rendement (red_tur%) moyen de 75% [99% au max, 0% à la min].
- un rendement pondéré par le débit de 48%

Les valeurs enregistrées lors de cet épisode pluvieux présentent la caractéristique significative d'aboutir à des valeurs de rendement négatives à la fin de la pluie où la turbidité en aval est supérieure à la turbidité en amont.

De telles valeurs indiquent un décolmatage partiel du filtre et le relargage de matières en suspension à l'aval.

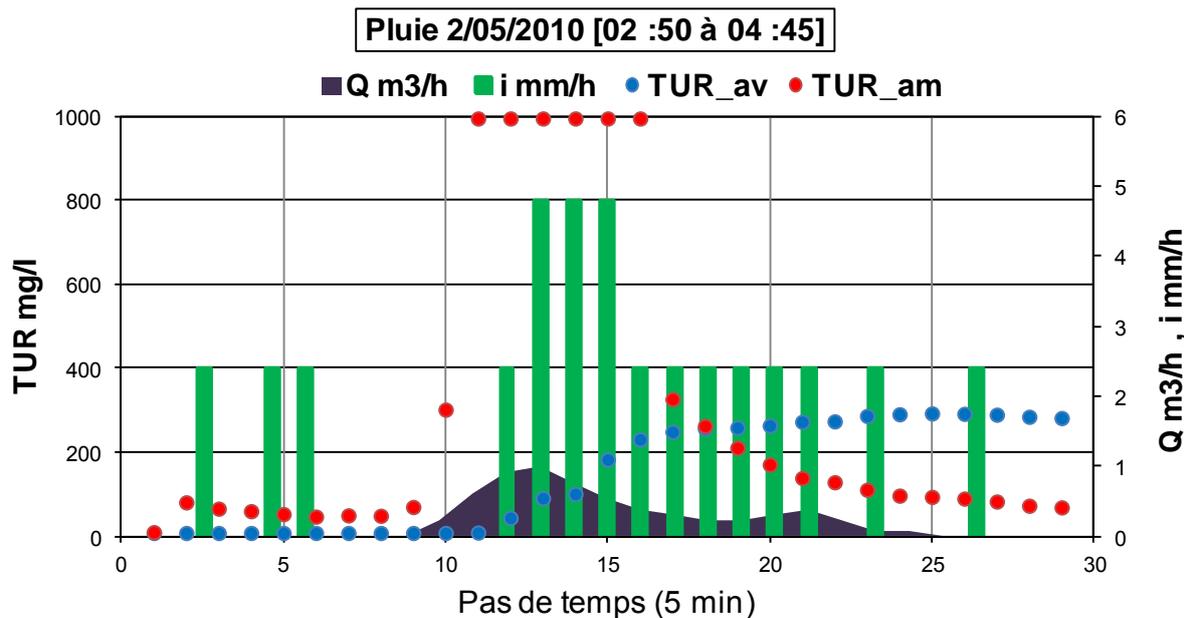


Figure 116 : Événement pluvial du 2/05/2010, site d'Estrées

La (figure 117) illustre les résultats enregistrés lors de la pluie du 10/11/2010 sur le site d'Estrées, et nous montre une bonne corrélation entre la turbidité en amont et celle en aval, avec des rendements calculés de :

- un rendement moyen du filtre (red_tur%) de 47% [84% Max, 0% Min]
- un rendement pondéré par le débit (red%) de 48,3%.

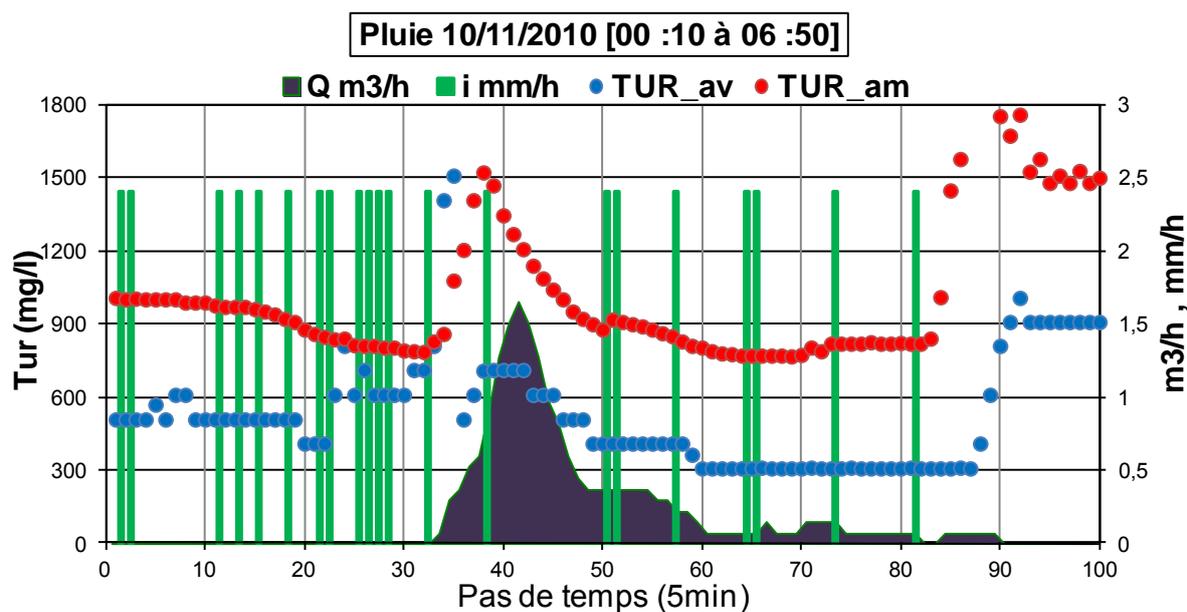


Figure 117 : Événement pluvial du 10/11/2010, site d'Estrées

Nous appliquons les mêmes formules (red_tur% et red %) sur des événements pluvieux isolés du site GAYANT EXPO.

La (figure 118) illustre les résultats obtenus pour la pluie du 21/10/2009. Nous constatons que la turbidité à l'amont atteint rapidement la valeur plafond de la sonde fixée à ce moment à 800 mg/l, alors que la turbidité à l'aval reste contenue à moins de 400 mg/l, confirmant l'efficacité du filtre sur cet événement.

La valeur de rendement brut (red_tur%) moyen du filtre confirme cette tendance : 88% [96% Max, 57% Min, et 88% en moyenne].

Le rendement pondéré (red%) n'a pu être évalué pour cet événement faute de valeurs de débit enregistrées.

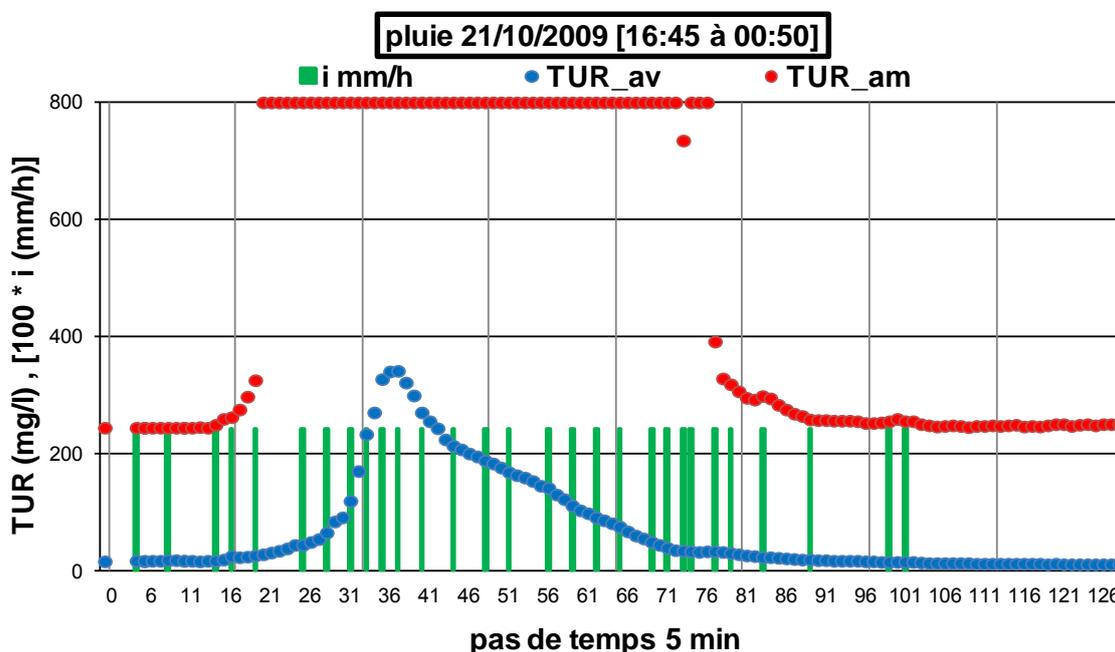


Figure 118 : Événement pluvial du 21/10/2010, site GAYANT EXPO

La (figure 119) présente les valeurs mesurées lors de l'événement pluvieux du 17/01/2010 sur le site de GAYANT EXPO.

Les valeurs de turbidité (amont et aval) observées sont fortement corrélées, et demeurent inférieures aux valeurs atteintes à l'amont lors de l'épisode présenté précédemment. L'efficacité du filtre apparaît réelle mais réduite sur ce type d'événement (pluie faible) : les rendements bruts (red_tur%) mesurés ont des valeurs plus faibles (moyenne de 16%, maximum de 38% et minimum de 0%).

De même, le rendement pondéré par le débit (red%) est de 27,5%.

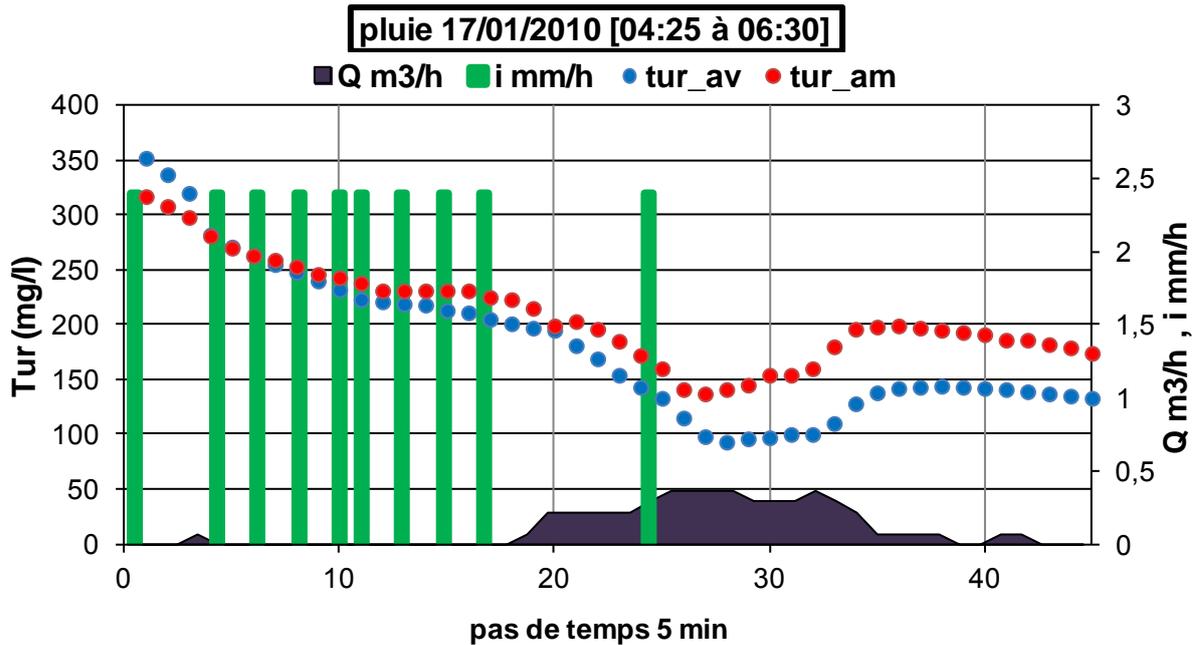


Figure 119 : Événement pluvial du 17/01/2010, site GAYANT EXPO

De façon synthétique, le (tableau 58) présente les caractéristiques des valeurs calculées pour chacun des événements où l'instrumentation a donné satisfaction, après une analyse quantitative de la turbidité par les deux formules de $red_tur\%$ et $red\%$, avec un pas de temps de 12 h de façon à avoir 60 valeurs en moyenne par mois et un pas de temps de 5mn pour les événements isolés :

Rendement du filtre		minimum	moyenne	maximum
Estrées	$red_tur\%$	29	53,7	76
	$red\%$	23,3	43,7	81,2
GAYANT EXPO	$red_tur\%$	15	61,6	88
	$red\%$	14,2	20,8	27,5

Tableau 58: rendement du filtre sur les deux sites

Les valeurs présentées dans ce tableau montrent que les filtres installés sur les deux sites instrumentés à ce jour ont une efficacité significative en matière d'abattement de la turbidité, mais également que cette efficacité est très variable selon l'événement pluvieux considéré. La détermination plus fine des paramètres influant sur ces valeurs de rendement (durée de

l'événement, débits générés, période de temps sec précédente, état du filtre....) nécessite la poursuite de la collecte de données expérimentales exploitables in situ.

Par ailleurs, les valeurs comparées des deux rendements calculés tendent à confirmer le constat qualitatif que l'efficacité du dispositif sera meilleure sur les petites pluies.

5.1.5 La Conductivité ($\mu\text{S}/\text{cm}$)

Malheureusement pendant la période d'expérimentation sur les sites, nous avons rencontré des problèmes de mesure de conductivité (problème de sonde).

Les valeurs de conductivité sont en général très faibles (figure 120), et n'apparaissent pas réalistes en regard des concentrations en polluants mesurées. Ainsi la conductivité en amont est toujours constante et presque nulle. Une explication possible serait la localisation de la sonde amont dans les boues, ce qui empêcherait de mesurer la conductivité, alors ou qu'il existe un problème de mesure ou de transmission de la valeur de la conductivité (alors que les sondes semblent avoir été correctement étalonnées).

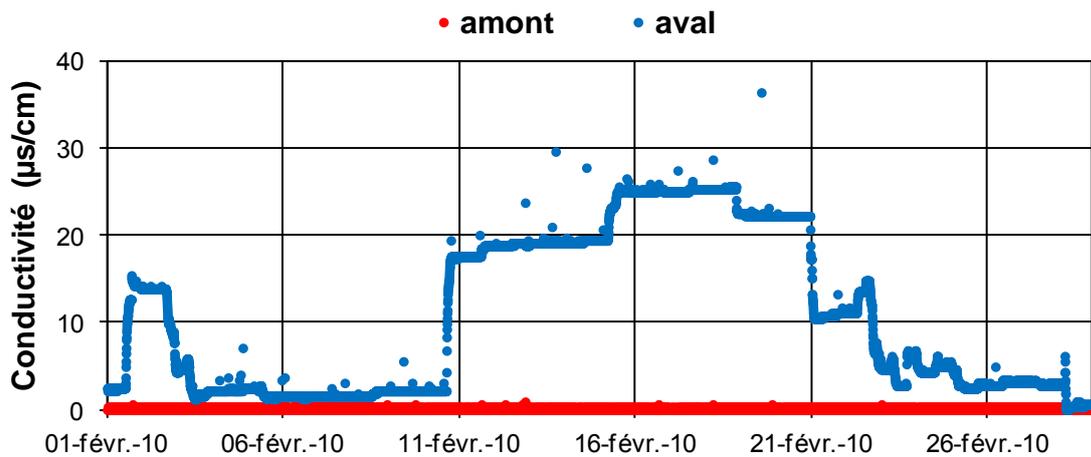


Figure 120 : Mesure de conductivité, Février 2010 (EXPO GAYANT)

5.1.6 La température T° et le pH

Les valeurs de pH sont toujours autour de 7 – 8, situant ainsi les eaux pluviales recueillies sur les sites dans les normes, d'après [TERREAU. 2006] le pH des eaux pluviales est en effet situé entre 6,5 et 9.

Les valeurs de températures relevées sont en moyenne en hiver de 7 à 8 $^\circ\text{C}$ et en été de 20 à 25 $^\circ\text{C}$. Il est à noter que des températures négatives n'ont jamais été relevées dans les

bouches d'injection pendant les périodes les plus froides de l'hiver alors qu'il a été constaté lors de visites que les eaux qui y stagnaient avaient gelé.

Le (tableau 59) et (60) montrent les valeurs maximales, minimales et moyennes de pH et T° sur les deux sites.

Paramètres	pH												
	Site	GAYANT EXPO						Estrées					
		Amont			Aval			Amont			Aval		
		max	min	moy	max	min	moy	max	min	moy	max	min	moy
Oct 2009	7	6,9	7	7,1	6,9	7,1	-	-	-	-	-	-	
Nov. 2009	7	6,7	7	7,1	6,6	7,1	7,1	6,8	7	9,7	8	8,6	
Dèce 2009	7	6,9	7	7,1	7	7,1	7,1	7	7,1	11,4	7,1	9,4	
Janv. 2010	7	6,9	7	7,1	6,7	7,1	7,2	7	7,1	8	7,6	7,9	
Févr. 2010	7	7	7	7,1	7	7,1	7,1	7	7	7,9	7,2	7,9	
Mars 2010	7	7	7	7,1	7	7	7,1	7	7	7,9	7,8	7,9	
Avril 2010	7	7	7	7,1	6,7	7	7,1	7	7	7,9	7,5	7,8	
Mai 2010	7	6,9	7	7,1	3,1	6,9	7,1	6,8	7	7,8	6,7	7,7	
Juin 2010	7	7	7	7	6	6,4	7,1	6,8	6,9	7,5	6,9	7,4	
Juillet 2010	7	6,9	7	7	5	6,7	7,1	6,7	7	6,7	3,5	5,6	
Août 2010	-	-	-	-	-	-	7,1	6,9	7	7,3	3,5	6,6	
Sept 2010	-	-	-	-	-	-	7,2	6,8	6,9	7,4	6,9	7,1	
Oct. 2010	-	-	-	-	-	-	7,1	6,9	7	7	6,9	7	
Nov. 2010	-	-	-	-	-	-	7,1	6,9	7	6,9	6,9	6,8	

Tableau 59 : valeurs (max, min, et moy) du pH sur les deux sites

Paramètres	T°											
	GAYANT EXPO						Estrées					
	Amont			Aval			Amont			Aval		
Site	max	min	moy	max	min	moy	max	min	moy	max	min	moy
Oct 2009	12,7	12,3	12,7	12,7	12,3	12,7	-	-	-	-	-	-
Nov. 2009	12,8	11,7	12,6	12,8	11,7	12,6	15	9,4	13,2	14	9,6	12,5
Dèce 2009	12,7	12,6	12,6	12,7	12,6	12,6	13,3	3,7	9,8	12	6,2	9,2
Janv. 2010	12,7	12	12,6	12,7	12	12,6	8,5	4,6	6,8	8,4	5,5	6,7
Févr. 2010	12,7	12,6	12,6	12,7	12,6	12,6	11,4	3,9	7,3	9,1	5,6	7
Mars 2010	12,6	12,5	12,6	12,6	12,5	12,6	15,7	7,1	9,9	12,7	7	9,3
Avril 2010	12,6	12	12,5	12,6	12	12,5	16,3	6,8	12,8	15,4	9,3	12,3
Mai 2010	12,8	5,6	12,3	12,8	5,6	12,3	19,3	12,4	15,7	18,5	13,2	15,2
Juin 2010	12,6	9	11,5	12,6	9	11,5	25	17,6	19,1	21,9	16,9	18,1
Juillet 2010	12,6	9	12	12,6	9	12	25	20,9	24,2	25	20,9	22,8
Août 2010	-	-		-	-		25	18	22,4	22,9	18,4	20,9
Sept 2010	-	-		-	-		22,3	15,6	19,7	20	16,2	18,7
Oct. 2010	-	-		-	-		18,9	9,3	14,8	17,8	9,8	14,1
Nov. 2010	-	-		-	-		15,6	6,9	12,7	15	8,4	12,3

Tableau 60 : valeurs (max, min, et moy) de la température de l'eau sur les deux sites

5.1.7 Synthèse des résultats obtenus (mesures en continu)

1. Les mesures de hauteur d'eau à l'amont des filtres permettent d'affirmer que la capacité hydraulique des filtres n'est jamais dépassée.
2. Les mesures permanentes de hauteur d'eau et de débit montrent une bonne corrélation avec la pluviométrie, surtout avec les faibles pluies.
3. Les valeurs de turbidité mesurées et les calculs de rendement effectués montrent une efficacité réelle des filtres, mais également une grande variabilité de cette efficacité, qu'il sera nécessaire d'explicitier par le recueil de nouvelles données expérimentales.
4. Les valeurs de conductivité recueillies ne nous permettent pas de conclure de façon satisfaisante. Les valeurs de conductivité sont en général très faibles, ce qui n'apparaît pas réaliste en regard des concentrations en polluants mesurées. Ainsi la conductivité en amont est toujours constante et presque nulle.

Nous savons que les MES ou la turbidité en larges concentrations peuvent empêcher la sonde de mesurer la conductivité, ce qui nous amène à penser que la sonde reste localisée dans les dépôts décantés, ou qu'il existe un problème de mesure ou de transmission de la valeur de la conductivité (alors que la sonde semble avoir été correctement étalonnée).

5.2 Prélèvements des échantillons et analyses

Le deuxième type d'acquisition de données s'effectue par prélèvement d'échantillons indexé sur les débits mesurés en amont et en aval de la bouche d'injection pour faire l'analyse de MES et des métaux (Cd, Zn, Cu, Pb). La variabilité des concentrations en polluants (organiques, métalliques et hydrocarbures) s'explique par l'hétérogénéité des sites de mesure. En effet, l'importance de la pollution des eaux de ruissellement de voirie varie en fonction de l'occupation du sol, de l'intensité de la circulation et de la fréquence des nettoyages de la voirie. Plusieurs campagnes de prélèvements ont été réalisées de mars 2010 à août 2010 sur les deux sites « GAYANT EXPO, Douai » et « Estrées ».

Le débit de dépassement en aval est $0,6 \text{ m}^3/\text{h}$. pour la première campagne de prélèvement, et $1 \text{ m}^3/\text{h}$ pour la deuxième. Le déclenchement des préleveurs est asservi à la détection du débit en aval, puis un prélèvement est réalisé toutes les 10 minutes avec constitution d'un échantillon moyen par pas de 30 minutes (soit 3 prélèvements par flacon). Les échantillons sont transportés et analysés au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Lille (Haubourdin). Le (figure 121) et (122) montrent les échantillonnages sur les deux sites.



Les pollutions décantées à l'aval en temps sec.



Nettoyage des détecteurs



Le Filtre à Douai



Figure 121 : échantillonnages sur le site GAYANT EXPO



Figure 122 : échantillonnages sur le site d'ESTRÉES

5.1.2 Les matières en suspension MES

Les MES et les matières oxydables sont en concentration très importante en centre ville, du fait d'une activité humaine importante. Les particules transportées par les eaux de ruissellement de voirie sont peu organiques avec un rapport MVS / MES de 25 à 35 %. La distribution granulométrique des particules pénétrant dans les avaloirs est large (de 10µm à 4 mm) avec un diamètre médian variant de 200 à 400µm. [SAGET. 1994]. [GROMAIRE-MERTZ. 1998]

60 à 90 % des MES, MVS, DCO, DBOS introduits dans le réseau par les eaux de ruissellement proviendraient de la voirie. Le (tableau 61) présente les intervalles de concentration des eaux de ruissellement de voirie. [GROMAIRE-MERTZ. 1998] [SAGET. 1994]

polluant	Concentration mg/l
MES	50 à 300
MVS	29 à 152
DCO	15 à 46
DBO5	28 à 83

Tableau 61: intervalles de concentration pour les MES et les matières oxydables dans le ruissellement de voirie

5.1.2.1 Mesures in situ

Les échantillons prélevés sont transportés et analysés au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées (LRPC) La norme utilisée pour les MES est la **NF EN 872, ISO 11923**.

La concentration en polluants dans les eaux en amont et en aval du filtre a été établie pour chaque campagne de prélèvement.

Le rendement du filtre est calculé à partir de la formule suivante :

$$\text{Rendement du filtre \%} = \frac{\sum \text{concentration amont} - \sum \text{concentration aval}}{\sum \text{concentration amont}} \times 100$$

Le (tableau 62) présent les valeurs moyennes des MES pour chaque prélèvement en amont et en aval du filtre, et le rendement du filtre durant chaque campagne après chaque événement pluvial.

site	Date de prélèvement	Nombre d'échantillons		valeur moyen de MES (mg/l)		Rendement Moyen du filtre (%)
		amont	aval	amont	aval	
Estrées	13/07/2010	11	11	1686	523	69
	15/07/2010	13	14	1245	244	84
	26/07/2010	9	8	1087	203	83
	19/08/2010	8	8	327	134	59
	25/08/2010	5	5	209	69	67
	29/08/2010	6	6	236	163	31
GAYANT EXPO	30/03/2010	8	7	1041	1712	-
	01/06/2010	2	2	1452	1266	13
	13/07/2010	8	8	607	436	28
	26/07/2010	5	5	401	204	49
	19/08/2010	7	7	218	116	47

Tableau 62 : concentration en MES sur les deux sites

Les résultats laissent apparaître des concentrations très importantes sur les deux sites à plusieurs reprises, que nous attribuons à la localisation du tuyau du préleveur au fond de la bouche d'injection où se trouvent les dépôts décantés en amont ou en aval du filtre.

En première approche, compte tenu des résultats observés, nous avons trouvé qu'à l'exception de la campagne du 30/03/2010, les résultats semblent indiquer que le filtre joue son rôle pour les MES, avec une efficacité d'autant plus marquée que la concentration des MES en amont est importante.

Le (figure 123) et (124) présentent une synthèse des résultats obtenus sur les deux sites, tous événements pluvieux confondus.

En général les concentrations en MES sur ESTREES sont supérieures à celles mesurées à GAYANT EXPO. Ceci peut s'expliquer par la nature rurale du site d'Estrées, et par le déroulement de travaux d'aménagement (construction d'un lotissement) à proximité immédiate du site durant la période de prélèvement.

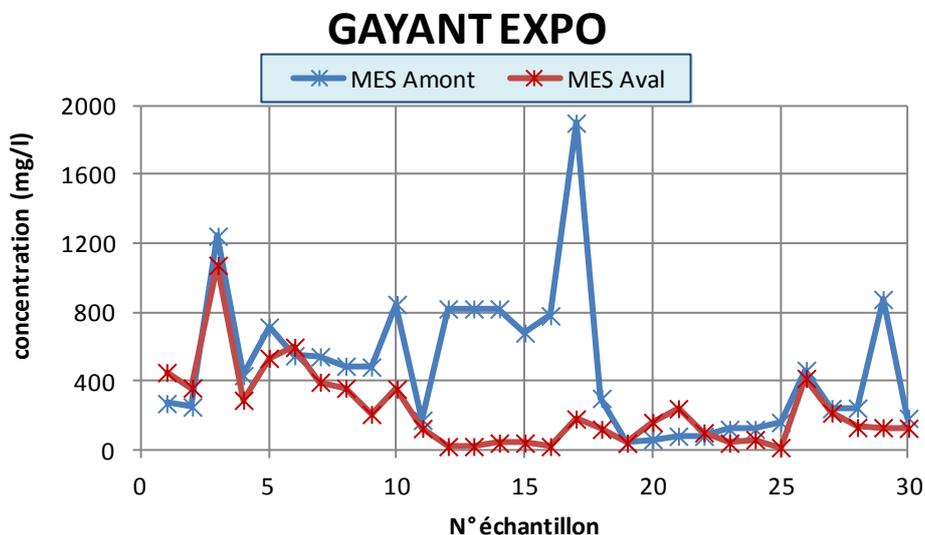


Figure 123 : les concentrations des MES sur le site GAYANT EXPO

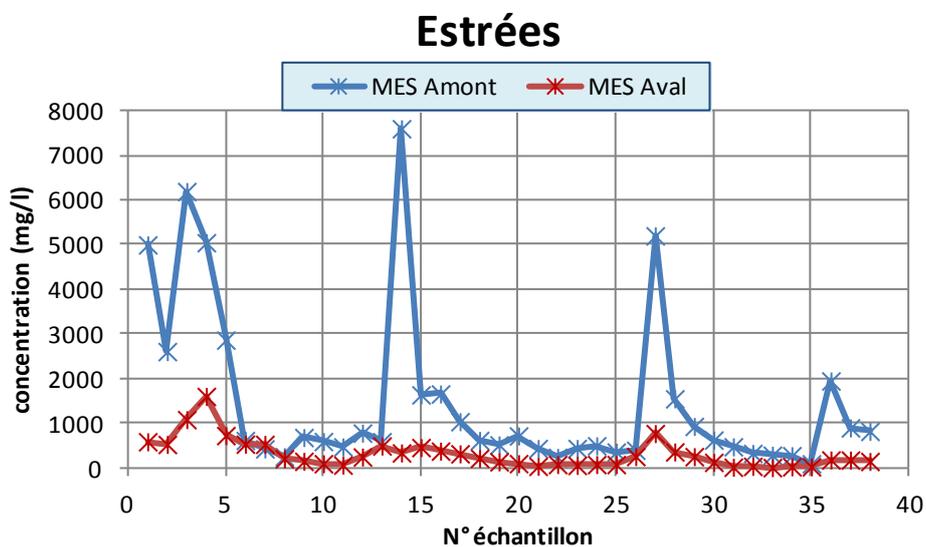


Figure 124 : les concentrations des MES sur le site Estrées

Il apparaît difficile de confirmer au vu de ces résultats l'efficacité des filtres sur les MES constatée sur les mesures de turbidité enregistrées en continu. Toute interprétation est en effet rendue délicate par les difficultés que nous avons rencontrées pour mettre en place un

dispositif de prélèvement permettant d'échantillonner de façon représentative les flux entrants et sortants dans la bouche d'injection.

Une synthèse des résultats des analyses est présentée en annexe A.

5.2.2 Les métaux étudiés

❖ Le zinc (Zn)

Le zinc est un métal relativement courant dans les milieux naturels (80 ppm (mg/l) en moyenne dans la croûte terrestre). Il est présent dans les filons métallifères, essentiellement sous forme de sulfure de zinc ZnS_4 .

Dans les zones urbanisées sa source est principalement d'origine anthropique, comme par exemple le résultat de l'usure des pneumatiques sur les chaussées. L'industrie chimique l'utilise en effet dans un grand nombre de catalyseurs, notamment dans la polymérisation des plastiques et caoutchoucs. Sa concentration dans les eaux naturelles varie de 5 à 40 ppb ($\mu\text{g/l}$).

❖ Le cuivre (Cu)

Il est assez fréquemment retrouvé dans la nature, par exemple sous forme d'un sulfure, la chalcopirite $CuFeS_2$. La teneur moyenne dans la croûte terrestre est de 68 ppm (mg/l). La contamination anthropique est liée à ses usages industriels (électricité, métallurgie, fonderie) et agricoles (herbicides, algicides et fongicides).

❖ Le cadmium (Cd)

Le cadmium est un métal peu répandu dans la croûte terrestre (150 ppb ($\mu\text{g/l}$) en moyenne). Il est généralement présent dans des minerais de zinc ou de plomb. Sa présence dans les eaux est surtout d'origine anthropique, notamment les rejets industriels liés à la métallurgie, au traitement de surface, à la fabrication de céramique et à l'industrie des colorants, mais également à l'usure des pneumatiques sur les chaussées.

❖ Le plomb (Pb)

Il est présent naturellement dans la croûte à la concentration moyenne de 10 ppm (mg/l). Les principales sources d'émission du plomb sont la métallurgie et les transports toutefois l'utilisation de carburants sans plomb a fait sensiblement décroître la pollution atmosphérique. Par ailleurs, il a aussi été montré que la présence de plomb dans l'eau distribuée pour la consommation humaine peut provenir de tuyauteries anciennes contenant du plomb.

La concentration en métaux dépend du taux de circulation et/ou de la proximité d'une zone industrielle dans le milieu urbain.

La grande majorité des métaux contenus dans les eaux de ruissellement provient des toitures. 65 à 80 % de la masse de cadmium, plomb, zinc et cuivre sont attribuables à ces eaux. La contribution relative des différents types d'eaux de ruissellement varie fortement d'une zone urbaine à une autre en fonction des matériaux traditionnellement utilisés dans le bâtiment pour la couverture des toits. Les concentrations en plomb, cadmium, cuivre et zinc des eaux de voiries représentent de 10 à 20 % du flux total à l'entrée du réseau. Ces métaux sont issus en grande partie de la circulation automobile (tableau 63). [GROMAIRE-MERTZ. 1998] [SAGET. 1994] [LHRSP. 1994].

polluant	Teneur µg/l Eau de toitures	Teneur µg/l Eau de voiries
Cadmium	0,3 à 4,5	0 à 18
Cuivre	14 à 200	13 à 175
Zinc	582 à 12357	64 à 1300
Plomb	76 à 2458	19 à 535

Tableau 63 : Teneur en métaux dans les eaux de ruissellement de toitures et de voiries

Le (tableau 64) présent la répartition de la pollution entre fraction dissoute et particulaire D'après [LHRSP. 1994] [SAGET. 1994].

polluant	Pourcentages %
Cadmium	57 à 90
Cuivre	51 à 67
Zinc	40 à 52
Plomb	85 à 97

Tableau 64 : Polluants sous forme particulaire en pourcentage de polluant total

5.2.2.1 Mesures in situ

Les analyses ont été effectuées au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées (LRPC). La norme utilisée est **NF EN ISO 11885** : Spectroscopie d'émission atomique avec plasma couplé par induction.

L'interprétation à ce jour de ces résultats reste délicate compte-tenu de leur variabilité, elle-même liée à la difficulté de mettre en place un protocole de prélèvement permettant d'obtenir des échantillons représentatifs du flux généré par l'évènement pluvieux lui-même et non pas du décantât présent en permanence dans la bouche d'injection.

Nous pouvons néanmoins tirer de ces analyses quelques enseignements sur la nature des eaux collectées sur les deux sites expérimentaux. Le (tableau 65), présent les concentrations (max, min, et moyenne) des métaux (Cd, Cu, Zn, Pb) sur les deux sites.

	GAYANT EXPO						Estrées					
	Amont			Aval			Amont			Aval		
	max	min	moy	max	min	moy	max	min	moy	max	min	moy
Ca (mg/l)	<0,002	<0,002	<0,002	<0,002	<0,002	<0,002	0,004	<0,002	0,003	<0,002	<0,002	<0,002
Cu (mg/l)	0,028	0,002	0,012	0,029	0,002	0,011	0,383	<0,002	0,014	0,043	<0,002	0,007
Pb (mg/l)	0,009	<0,005	0,005	0,007	0,005	0,0051	0,371	<0,005	0,062	0,033	<0,005	0,013
Zn (mg/l)	0,0165	<0,002	0,008	0,607	0,002	0,107	1,933	0,015	0,091	0,234	<0,002	0,054

Tableau 65 : valeurs (max, min, et moy) des concentrations en métaux sur les deux sites

Les concentrations en métaux dans les eaux collectées sont faibles sur les deux sites, et la situation du tuyau du préleveur au milieu de dépôts décantés, surtout en aval, rend les comparaisons directes délicates (la concentration à l'aval se retrouvant parfois plus élevée qu'à l'amont, notamment pour les valeurs les plus faibles)

Les résultats de cuivre et zinc sur les deux sites présentent un profil difficilement interprétable et montrent un phénomène de rélargie (figure 125).

La concentration en cadmium est toujours inférieure à 0,002mg/l, de même la concentration en plomb qui est toujours inférieure à <0,005 mg/l.

De façon globale, on constate, aussi bien en valeur moyenne qu'en pic de concentration, des valeurs plus élevées sur le site d'ESTREES que sur le site de GAYANT EXPO, ce qui n'était

pas forcément attendu (en particulier pour Pb), au regard de sa situation relativement rurale du site. En particulier, des pics très élevés de concentration en $\text{Cu}=0,383 \text{ mg/l}$, $\text{Pb}=0,371 \text{ mg/l}$ et $\text{Zn}=1,933 \text{ mg/l}$ y ont été enregistrés. Ces maximums sont mesurés sur des périodes très brèves et semblent correspondre à des pollutions ponctuelles causées par les travaux au voisinage du site, voire par l'utilisation de produits de traitement par l'agriculture

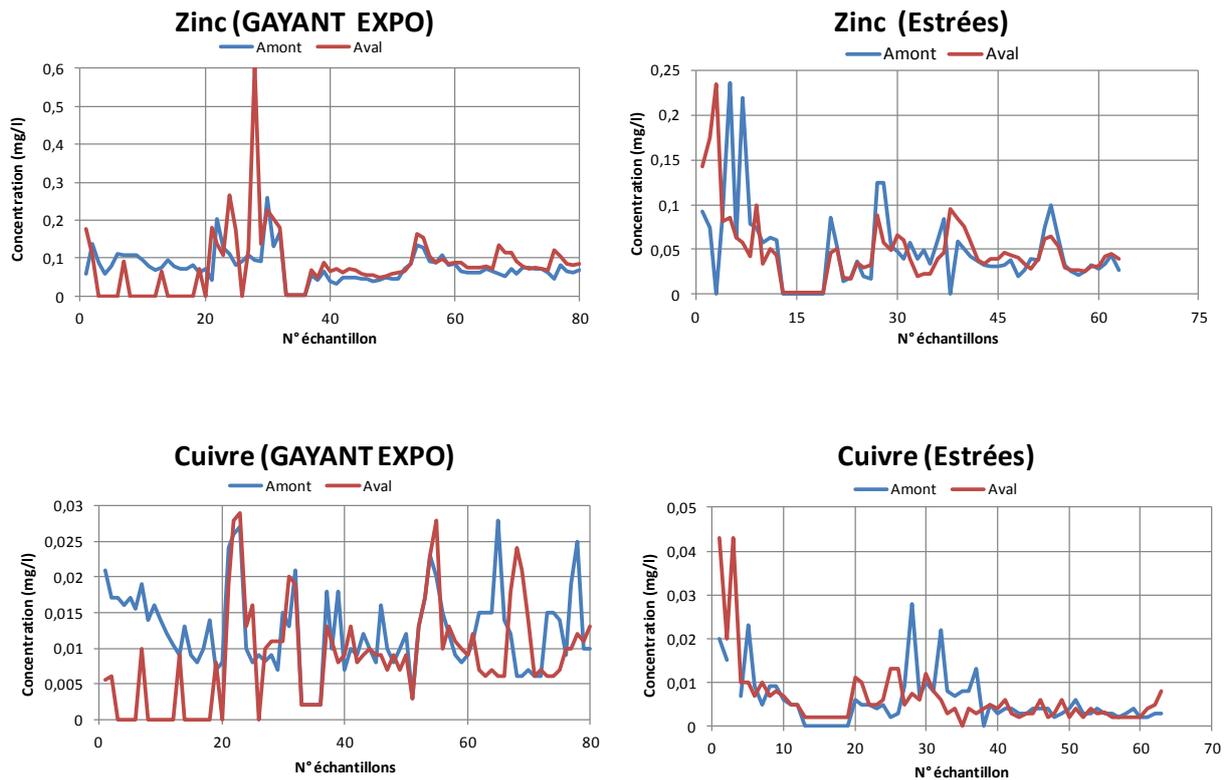


Figure 125 : concentration en Cuivre et Zinc dans les échantillons prélevés sur les deux sites

Le filtre semble avoir globalement l'effet attendu, avec toutefois des rendements très variables selon le paramètre et l'événement pluvieux considéré. On observe ponctuellement ce qui semble être un phénomène de relargage : présence de petits pics à l'aval en début d'évènement pluvieux, rendement négatif en fin d'évènement et/ou lorsque les valeurs amont sont faibles.

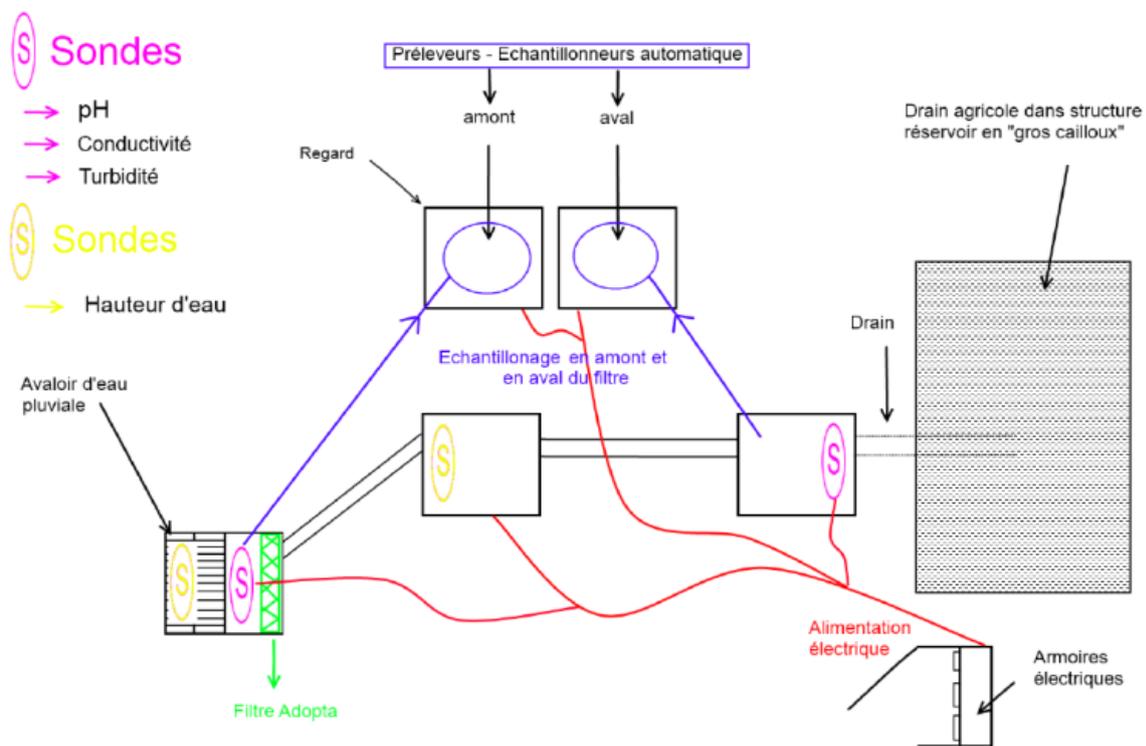
Une synthèse des résultats des analyses est présentée en annexe B.

6. Nouveau site

A ce jour le site de la rue du GENERAL HERMANT (site N° 3) n'est pas exploité. ADOPTA en effet a décidé d'installer les matériels de site d'Estrées dans un site industriel du Centre Technique Communautaire (CTC) au niveau du parking des services techniques de la Communauté d'Agglomération du Douai (CAD) à Douai (figure 126). (Début de l'étude en juin 2011). La (figure 127) illustre le schéma récapitulatif du site.



Figure 126 : Site CTC (Parking Service Technique) à Douai



Fig

Figure 127; Schéma récapitulatif du site CTC (Parking Service Technique) à Douai

Sur ce site plusieurs campagnes de prélèvement d'échantillons ont été effectuées pour l'analyse des MES et de la DCO. Le (tableau 66) et la (figure 128) présentent les résultats.

DCO		MES		Date du prélèvement
amont	aval	amont	aval	
54	45	88	64	07-juin 2011
171	137	410	392	04-juil. 2011
57	45	120	70	13-juil. 2011
21	24	45	20	16-juil. 2011
30	32	51	34	08-août 2011
17	13	48	31	14-août 2011
48	27	140	108	25-août 2011

Tableau 66 : résultats d'analyse des MES et DCO des échantillons prélevés, site CTC.

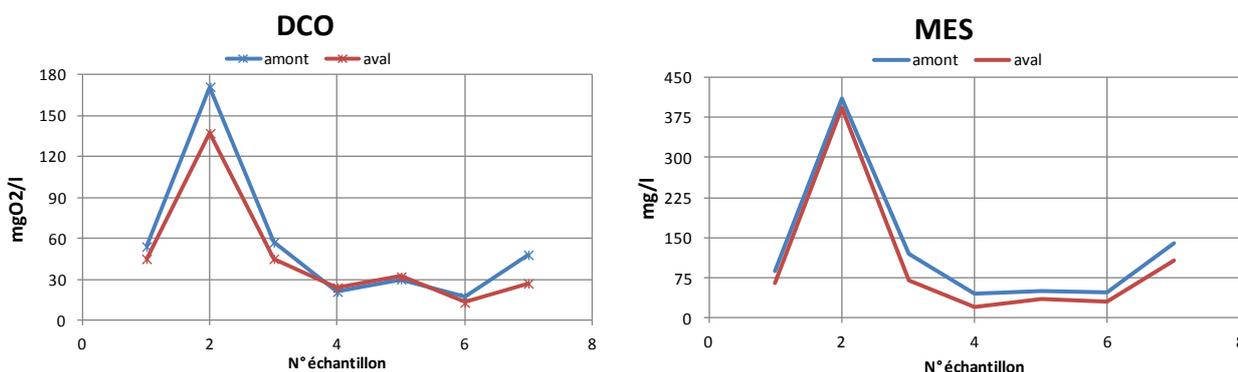


Figure 128 : les concentrations en MES et DCO en amont et en aval du filtre d'ADOPTA, site CTC Douai

Le maximum du rendement pour la DCO atteint 43,75%, et le minimum est de -16,7 %, Dans deux cas, les valeurs de DCO en aval étaient supérieures à celles mesurées en amont, ce qui a conduit à un rendement négatif. Ces valeurs demandent à être confirmées par une poursuite de l'expérimentation.

Pour les MES le rendement est toujours positif et compris entre 4,4 % et 55,5 % (figure 129). Les valeurs obtenues sont comparables aux rendements calculés sur le site de Gayant expo, mais demeurent inférieures à celles obtenues à Estrées, qui semble offrir la meilleure configuration pour obtenir un rendement important du dispositif.

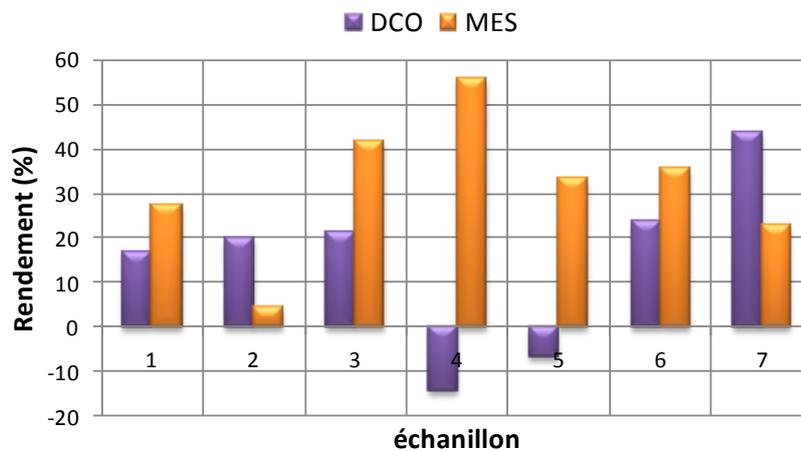


Figure 129 : Rendement du filtre ADOPTA vis-à-vis des MES et DCO, site CTC

7. Conclusion et perspectives

En dépit des difficultés rencontrées, essentiellement liées à la métrologie rendue délicate par la nature même des phénomènes à mesurer, les premiers résultats obtenus dans le cadre de cette étude sont prometteurs et nous permettent de conclure positivement quant à l'efficacité du dispositif de filtration expérimenté, en particulier sur les événements pluvieux d'intensité réduite.

Le premier enseignement de cette étude est la vérification du bon fonctionnement hydraulique du dispositif, ceci même en cas de mise en charge temporaire provoquée par la présence de flottants, observée essentiellement en milieu urbain.

Les résultats sont également significatifs en termes d'abaissement de la charge polluante (matières en suspension) lors des pluies de faible intensité. On observe cependant des résultats nettement moins satisfaisants lors d'événements plus intenses, ce qui s'explique d'une part par la remise en suspension des sédiments à l'amont et à l'aval du filtre et d'autre part par un phénomène de « décolmatage » du filtre du fait des forts débits et des hauteurs d'eau générées. Dans ce cadre, une nouvelle campagne de mesure devrait nous permettre de faire la part entre ces deux phénomènes.

Par ailleurs, si les résultats des analyses effectuées sur les prélèvements ne nous permettent pas de conclure de façon nette sur l'efficacité des filtres sur des polluants tels que les métaux lourds, ils nous fournissent dès à présent des enseignements sur la composition des eaux

pluviales collectées sur les sites, et sur la variabilité de celle-ci en fonction de l'environnement immédiat.

La phase suivante de cette étude devrait nous permettre de pouvoir tirer des conclusions encore plus nettes concernant le dispositif de dépollution des eaux pluviales étudié. En particulier, les améliorations du protocole de mesure (position optimale de sondes, et intervention régulière pour assurer un bon fonctionnement des sondes) et de prélèvement (le volume nécessaire à prélever et l'intervalle optimal entre les prises d'échantillons), élaborées en s'appuyant sur l'important retour d'expérience qu'a pu fournir la première phase de la campagne expérimentale, devraient nous permettre d'obtenir des données fiabilisées pour tous les paramètres mesurés.

Le déplacement d'une partie de l'expérimentation sur un troisième site nous permettra également de préciser l'influence du type d'implantation et de mise en œuvre de l'ouvrage sur son efficacité.

Chapitre IV

Etude Numérique

- *Modélisation 3D de l'écoulement.*
- *Modélisation du transport solide.*

Modélisation tridimensionnelle de l'écoulement et du transport solide dans la bouche d'injection

1. Introduction

L'étude expérimentale est toujours lourde avec l'équipement (maquette, sondes...), de plus le protocole qui reste à développer. Par souci d'économie et l'application, l'étude numérique apparait comme une solution pour ces questions.

Ce chapitre présente l'étude numérique menée à l'aide du code de calcul CFD **Fluent** (version 6) afin de montrer sa capacité à modéliser les écoulements dans la bouche d'injection, le transport solide et le colmatage du géotextile du filtre par les particules.

Ce code du calcul permet de résoudre les équations régissant les mouvements turbulents d'un fluide, en dimension 2D ou 3D.

La première partie est consacrée à la modélisation numérique de l'écoulement dans la bouche d'injection sans filtre, la seconde au couplage du modèle d'écoulement avec un modèle de transport solide.

Nous n'avons pas modélisé la bouche d'injection en présence du filtre. En effet, cette étude requiert une construction spéciale du maillage au niveau du filtre, avec des conditions aux limites, complexes la prise en compte des conditions qui concernent le piégeage des particules en suspension sur le géotextile du filtre et le phénomène de colmatage de ce filtre.

La modélisation de l'écoulement et du transport solide dans la bouche d'injection sans filtre est nécessaire pour deux raisons. La première réside dans la nécessité de mettre au point un état initial, qui permette par la suite la comparaison avec d'autres situations en présence de filtre et de plusieurs types de géotextile dans le filtre. La deuxième raison réside dans le besoin de mieux comprendre la capacité de décantation de la bouche qui en présence de filtre n'est pas facile à évaluer.

2. Présentation du code de calcul

2.1. Les codes CFD

Les codes CFD « Computational Fluid Dynamics », ou codes de champ, permettent la résolution des équations régissant les mouvements d'un fluide. Ces équations traduisant la conservation de la masse et de la quantité de mouvement du fluide (équations de Navier-Stokes) ainsi que la conservation de son enthalpie. Certains de ces codes sont aussi en mesure de décrire le transport de polluant ou les réactions chimiques au sein d'un fluide.

Il existe un grand nombre de codes CFD disponibles commerciaux ou propres à certaines institutions. L'essentiel est d'origine anglo-saxonne, et la méthode des volumes finis est la plus employée.

Pour notre travail, nous aurons recours au code CFD « Fluent 6 », qui permet de résoudre les équations régissant les mouvements turbulents d'un fluide, en dimension 2D ou 3D.

Ce code utilise la méthode des volumes finis, ce qui présente l'avantage d'être conservatif, c'est-à-dire que le flux sortant d'un volume de contrôle est obligatoirement dans les volumes voisins.

Les étapes de calcul sont les suivantes :

- Intégration des équations continues sur chaque volume de contrôle : le théorème d'Ostrogradski est utilisé pour transformer certaines intégrales de volume en intégrales de surface.
- Discrétisation en espace et en temps (pour les écoulements non permanents) des équations : substitution des dérivées partielles par des approximations en différence finies ; transformation du système d'équations en système algébrique.
- Résolution du système algébrique par un processus itératif ; utilisation d'un algorithme pour corriger la pression et les composantes de la vitesse afin d'assurer la conservation de la masse.

2.2. Le pré-processeur GAMBIT

Il permet de construire la géométrie du domaine du calcul et de subdiviser ce dernier en petits volumes de contrôle ou cellules de calcul. Le maillage est l'ensemble de ces volumes. La définition des conditions aux limites appropriées, au niveau des cellules qui coïncident ou touchent la frontière du domaine de calcul, se fait également à ce niveau.

Le (tableau 67) présente les codes de calcul les plus répandus

Nom du code	Origine	Type	Méthode
ARIA	Abacus, Royaume uni	C	FV
ASTEC	Harwell, Royaume uni	C	FV
CALC-BFC	Chalmers, Suède	R	FV
CHAMPION	TUD, Pays-Bas	R	FV
EOL-3D	INRS, France	R	FV
EXACT3	NIST, Etats-unis	R	FV
FEAT	Royaume uni	C	FE
FIDAP	FDI, Etats-unis	C	FE
FIRE	AVL, Allemagne	C	FV
FLOTRAN	Computflow	C	FE
FLOVENT	FLOMERICS, Royaume uni	C	FV
FV FLOW-3D	Harwell, Royaume uni	C	FV
<u>FLUENT</u>	<u>Fluent Inc, Etats-unis</u>	<u>C</u>	<u>FV</u>
JASMINE	BRE-FRS, Royaume uni	R	FV
KAMELEON	SINTEF, Norvège	R	FV
PHOENICS	CHAM, Royaume uni	C	FV
SIMULARAIR	AVL, Allemagne	C	FV
STAR-CD	CD, Royaume uni	C	FV
TEACH-3D	Aalborg, Danemark	R	FV
TEPMEST	Battelle, Etats-Unis	R	FV
WISH-3D	TON, Pays-Bas	R	FV

C : code commercial ; R : code de recherche ; FV : volume finis ; FE : éléments finis.
 (D'après « IEA Annex 20, 1993 ») ; IEA : l'Agence *Internationale de l'Energie*

Tableau 67 : codes de calcul CFD les plus répandus

3. Modèles hydrauliques tridimensionnels

3.1. Équations de Navier-Stokes

Les équations régissant les écoulements sont issues des lois de conservation de la physique [VERSTEEG et MALALASEKERA. 1995].

La modélisation des écoulements tridimensionnels est basée sur les lois de conservation de la masse et de la quantité de mouvement, mais aussi dans certains cas sur les lois de l'énergie.

Si les fluides sont incompressibles et ont une densité constante, ces lois s'expriment en notation tensorielle de la façon suivante :

- équation de continuité (conservation de la masse) :

$$\frac{\partial U_i}{\partial x_i} = 0$$

- équation de Navier Stokes (conservation de la quantité de mouvement) :

$$\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 U_i}{\partial x_j \partial x_j}$$

U_i : Composante du vecteur de vitesse instantanée ;

ρ : Masse volumique ;

ν : Viscosité cinématique ;

P : Pression.

i : 1, 2, 3.

Dans ce qui suit, nous présentons les différents moyens de résolution de ces équations dans le cas d'un écoulement turbulent.

3.2. L'écoulement turbulent

Le mouvement d'un fluide est dit turbulent lorsque les différentes caractéristiques physiques (vitesse, pression, température) peuvent être décrites par des variables aléatoires du temps et de l'espace et pour lesquelles on peut définir une valeur moyenne

En faisant varier successivement le diamètre D de la conduite, la vitesse débitante U de l'écoulement et la viscosité du fluide, Reynolds a montré qu'un écoulement en conduite cylindrique horizontale, initialement laminaire se transforme brutalement, après une courte période de transition, en un écoulement turbulent dès que le nombre adimensionnel

$\frac{UD}{\nu}$, baptisé nombre de Reynolds Re , dépasse une valeur critique.

$$Re = \frac{\rho UL}{\mu}$$

Où

ρ : est la masse volumique

μ : est la viscosité dynamique moléculaire

U et L étant une vitesse et une longueur caractéristique de l'écoulement.

Quand le nombre de Reynolds caractéristique augmente, les perturbations s'amplifient, donnent naissance à des instabilités et l'écoulement devient turbulent.

Pour un écoulement dans un canal, la transition entre un régime laminaire et un régime turbulent s'effectue généralement pour un nombre de Reynolds critique égal à 2500. Un écoulement est considéré pleinement turbulent lorsque le nombre de Reynolds est supérieur à 5000.

3.2.1. Approches de résolution des équations de l'écoulement turbulent

Sans avoir la prétention d'aborder ici la totalité des méthodes de résolution, on peut exposer brièvement les diverses approches possibles

3.2.1.1. Simulation directe (*Direct Numerical Simulation*) (DNS)

Afin d'éviter d'avoir à modéliser les équations de Reynolds, on peut choisir de résoudre numériquement les équations instantanées de Navier Stokes (qui restent valables en turbulent). Cela n'est cependant possible qu'à la condition de choisir un maillage suffisamment fin pour que chaque terme prenne son expression locale instantanée (donc que le maillage soit plus resserré que la taille des plus petits tourbillons). Il faut alors résoudre un grand nombre de fois les équations instantanées dans tout le champ de l'écoulement afin d'en extraire des moyennes qui seules seront exploitables par l'ingénieur.

Donc à un maillage très fin, on associe un grand nombre de résolutions. Une telle méthode demande un ordinateur très puissant doté de beaucoup de mémoire et reste à l'heure actuelle du domaine de la recherche pour des configurations géométriques simples. L'avantage est néanmoins de permettre de véritables « expériences » numériques utiles à la modélisation.

Afin de dépasser ce type de difficulté, deux solutions sont utilisées : l'approche statistique et la simulation des grandes structures turbulentes.

Sinon on revient à la résolution des équations de Reynolds. Il faut alors « fermer » les équations, c'est-à-dire modéliser des termes inconnus.

3.2.1.2. Approche statistique

Les modèles qui se fondent sur l'approche statistique sont les plus répandus. Ils reposent sur la décomposition classique de Reynolds en quantités moyenne et fluctuante.

$$U_i = \overline{U}_i + u_i'$$

$$P = \overline{P} + P'$$

Avec

$$\overline{U}_i = \frac{1}{T} \int_0^T U_i dt$$

$$\overline{u_i'} = \frac{1}{T} \int_0^T u_i' dt = 0$$

Et

$$\overline{P} = \frac{1}{T} \int_0^T P dt$$

$$\overline{P'} = \frac{1}{T} \int_0^T P' dt = 0$$

Cette décomposition en valeur moyenne et fluctuante entraîne au niveau physique prise en une considération du mouvement moyen et du mouvement d'agitation turbulente.

Les équations de Navier Stokes deviennent :

- équation de continuité :

$$\frac{\partial \overline{U}_i}{\partial x_i} = 0$$

- conservation de la quantité de mouvement :

$$\frac{\partial \overline{U}_i}{\partial t} + \overline{U}_j \frac{\partial \overline{U}_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \overline{P}}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\nu \frac{\partial \overline{U}_i}{\partial x_j} - \overline{u_i' u_j'} \right)$$

Les termes $-\overline{\rho u_i u_j}$ appelés **contraintes de Reynolds** proviennent de la décomposition de Reynolds. Ils posent un problème de fermeture.

Le but de l'ensemble des modèles de transport par les valeurs moyennes consiste à estimer les contraintes de Reynolds. Le code de calcul FLUENT propose trois méthodes basées sur l'approche statistique :

- Le modèle $k - \varepsilon$ et ses variantes
- Le modèle de turbulence $k - \omega$ (modèle de Wilcox)
- Le modèle des contraintes de Reynolds (RSM)

3.2.1.3. Le modèle k-ε

Ce modèle est le plus simple des modèles complets dits à deux équations.

Il suppose que le régime de turbulence est pleinement établi dans tout le domaine et que l'effet de la viscosité moléculaire est négligeable par rapport à ceux de la viscosité turbulente (loin des parois).

Il est basé sur l'hypothèse de Boussinesq, à savoir qu'il existe une analogie entre l'action des forces visqueuses et les contraintes de Reynolds dans l'écoulement moyen, soit :

$$-\overline{\rho u_i u_j} = \mu_t \left(\frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{U}_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} k \delta_{ij}$$

Le modèle calcule la viscosité turbulente μ_t en faisant intervenir l'énergie cinétique de turbulence k et le **taux de dissipation de l'énergie cinétique de turbulence** ε comme suit :

$$\mu_t = \rho C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon}$$

Deux équations de transport sont utilisées, l'une pour l'énergie cinétique de turbulence k et l'autre pour le taux de dissipation de l'énergie cinétique ε .

$$\frac{\partial(\rho k)}{\partial t} + \text{div}(\rho k U) = \text{div} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \text{grad}(k) \right] + 2\mu_t \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_i} - \rho \varepsilon$$

$$\frac{\partial(\rho \varepsilon)}{\partial t} + \text{div}(\rho \varepsilon U) = \text{div} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\varepsilon} \right) \text{grad}(\varepsilon) \right] + 2\mu_t C_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_i} - C_{2\varepsilon} \rho \frac{\varepsilon^2}{k}$$

$C_\mu, \sigma_k, \sigma_\varepsilon, C_{1\varepsilon}, \text{et } C_{2\varepsilon}$ sont des constantes qui ont des valeurs empiriques.

Le (tableau 68) montre les valeurs de ces constantes utilisées par défaut dans le code FLUENT pour le modèle $k - \varepsilon$:

C_μ	σ_k	σ_ε	$C_{1\varepsilon}$	$C_{2\varepsilon}$
0,09	1,0	1,3	1,44	1,92

Tableau 68 : valeurs des constants utilisées par défaut dans le code FLUENT pour le modèle $k - \varepsilon$

Ces valeurs ont été déterminées à partir de diverses expériences avec de l'eau et de l'air pour des écoulements cisailé turbulents fondamentaux. Elles se sont avérées fonctionner assez bien pour un éventail d'écoulements cisailés délimités et libres.

Le modèle $k - \varepsilon$ est très largement utilisé en ingénierie. Il présente les avantages d'être économique en temps de calcul, suffisamment précis et validé pour une large gamme d'écoulements turbulents.

Cependant ce modèle donne de mauvais résultats pour une variété importante de situations comme les écoulements tourbillonnants, les écoulements non confinés, et les écoulements en rotation [RODI. 1984]

Voisinage des parois

L'écoulement au voisinage des parois est complexe, et l'hypothèse d'isotropie de turbulence n'est plus valable en ces lieux. Son étude exige une bonne connaissance du phénomène de couche limite et de la résolution de l'équation de Flanker-Skan, mais présente l'intérêt de simplifier le choix des conditions aux limites qui sont alors nulles le long de parois, et la modélisation basée sur un nombre de Reynolds turbulent n'est alors plus valable.

Pour résoudre ce problème, nous utilisons des « lois de parois » (standard wall function), qui sont des modèles d'intégration connectant les conditions à la paroi et près de la paroi. Les lois de parois dans FLUENT sont basées sur l'approche proposée par [LAUNDER et SPALDING 1974].

Une analyse temporelle multi-échelle-permet de décomposer en trois couches distinctes la couche limite turbulente (figure 130) proche d'une paroi lisse :

- La première couche où la viscosité du fluide domine la viscosité turbulente et est appelée sous couche visqueuse. Dans cette zone le profil de vitesse est linéaire et s'écrit :

$$u^* = y^*$$

La sous couche visqueuse s'étend jusqu'à une épaisseur de $y^* = 5$

- La deuxième couche intermédiaire où la viscosité du fluide et la viscosité turbulente sont équivalentes, appelée zone tampon
- La troisième couche externe où la viscosité turbulente est prépondérante et où le profil de vitesse est logarithmique et :

$$U^* = \frac{1}{\kappa} \ln(Ey^*)$$

Cette couche externe est supposée commencer pour $y^* > 50$.

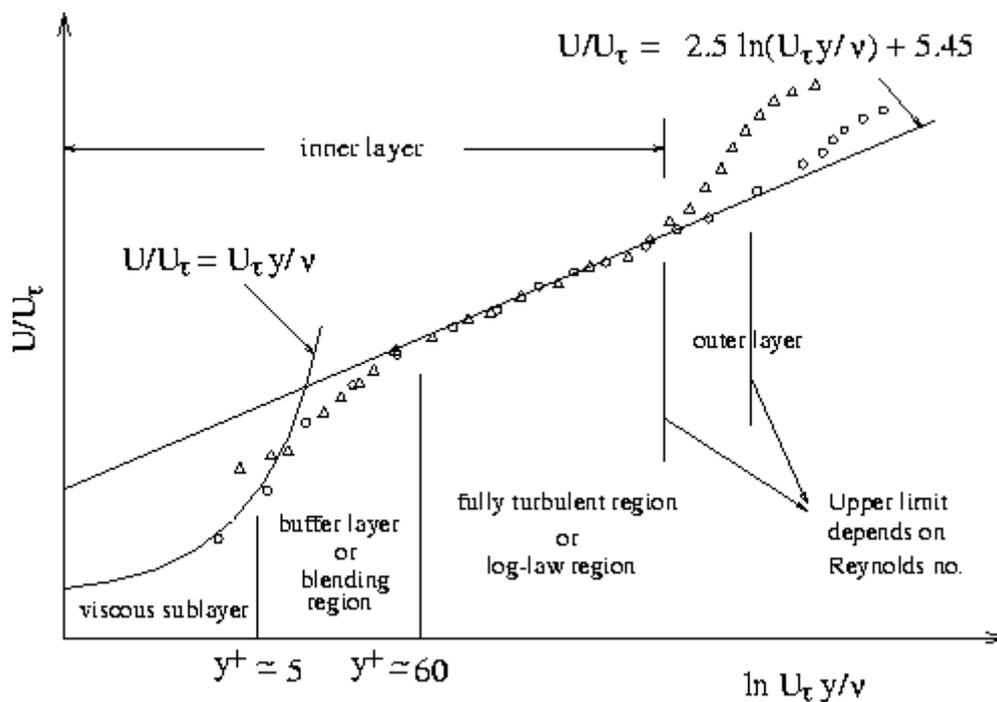


Figure 130 : les trois zones près d'une paroi, Fluent 2001

L'option « standard wall function » est disponible lorsqu'on utilise le modèle $k - \varepsilon$ ou RSM, mais ne peut être utilisée avec le modèle $k - \omega$ [FLUENT. 2001]

Avec le modèle $k - \varepsilon$ standard, les contraintes de Reynolds aux parois sont calculées en supposant l'existence d'un profil de vitesse entre la paroi et la première cellule proche de

la paroi (FLUENT, 2001). Ce profil est modélisé par des lois semblables à celles que nous avons détaillées précédemment. Elles s'écrivent :

$$u^* = y^* \quad \text{pour} \quad y^* < 11.225$$

$$U^* = \frac{1}{\kappa} \ln(Ey^*) \quad \text{pour} \quad y^* > 11.225$$

Où les expressions de u^* et y^* sont :

$$U^* \equiv \frac{U_p C_\mu^{1/4} k_p^{1/2} \rho}{\tau_w}$$

$$y^* \equiv \frac{\rho C_\mu^{1/4} k_p^{1/2} y_p}{\mu}$$

Et le taux de dissipation ε_p est calculé comme suit :

$$\varepsilon_p = \frac{C_\mu^{3/4} k_p^{3/2}}{\kappa y_p}$$

κ : Constant de Von Karman (0.42)

E : Constant empirique (9.81)

U_p : Vitesse moyenne du fluide au point p

k_p : L'énergie cinétique turbulente au point p

y_p : La distance entre le point p à la paroi

μ : Viscosité dynamique du fluide.

La loi de paroi n'est valable qu'à condition que le nœud voisin de la paroi ne se trouve pas dans la sous-couche laminaire. Dans le cas contraire, le calcul se fait comme en régime laminaire. Il faut aussi que ce nœud se trouve à l'intérieur de la couche turbulente. Ceci peut se vérifier a posteriori par examen des valeurs de y : des valeurs excessives (à titre indicatif, très supérieures à 100) sont le signe d'une mauvaise résolution de la couche limite turbulente

3.2.1.4. Le modèle $k-\omega$

Il a une structure semblable à celle du modèle $k-\varepsilon$

Dans le code FLUENT le modèle standard $k-\omega$ est basé sur le modèle de **Wilcox** [WILCOX, 1998]. Il fait intervenir deux équations de transport, la première pour l'énergie cinétique turbulente k et la deuxième pour le taux de dissipation spécifique ω qui se définit comme suit :

$$\omega = \frac{\varepsilon}{k}$$

L'énergie cinétique turbulente k est obtenue à partir de l'équation de transport suivant :

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho k) + \frac{\partial}{\partial x_i}(\rho k U_i) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\Gamma_k \frac{\partial k}{\partial x_j} \right) + G_k - Y_k + S_k$$

Le taux de dissipation spécifique ω est obtenu à partir de l'équation de transport suivant :

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho \omega) + \frac{\partial}{\partial x_i}(\rho \omega U_i) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\Gamma_\omega \frac{\partial \omega}{\partial x_j} \right) + G_\omega - Y_\omega + S_\omega$$

Dans ces équations G_k représente la génération de l'énergie cinétique turbulente par les gradients de vitesse moyenne. G_ω Représente la génération de ω .

Γ_k , Γ_ω représentent les coefficients de diffusion de k et ω respectivement.

S_k , S_ω représentent les termes sources.

Y_k , Y_ω représentent les dissipations de k et ω dues à turbulence.

Les coefficients de diffusion Γ_k , Γ_ω pour le modèle $k-\omega$ sont donnés par :

$$\Gamma_k = \mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k}$$

$$\Gamma_\omega = \mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\omega}$$

Avec σ_k , σ_ω les nombres de Prandtl pour k et ω respectivement.

La viscosité turbulente μ_t , est calculée par la combinaison de k et ω comme suit :

$$\mu_t = \alpha^* \frac{\rho k}{\omega}$$

α^* est le coefficient de correction pour de faibles nombres de Reynolds, qui tient compte des variations de la viscosité turbulente. Il est défini comme suit :

$$\alpha^* = \alpha_\infty^* \left(\frac{\alpha_0^* + \text{Re}_t / R_k}{1 + \text{Re}_t / R_k} \right)$$

Où

$$\text{Re}_t = \frac{\rho k}{\mu \omega}, \quad R_k = 6$$

$$\alpha_0^* = \frac{\beta_i}{3}, \quad \beta_i = 0.072$$

Quand le nombre de Reynolds a une valeur forte, on a $\alpha^* = \alpha_\infty^* = 1$

Les termes de production G_k , G_ω sont définis respectivement par:

$$G_k = -\overline{\rho u_i' u_j'} \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \qquad G_\omega = \alpha \frac{\omega}{k} G_k$$

Où le coefficient α est donné par :

$$\alpha = \frac{\alpha_\infty}{\alpha^*} \left(\frac{\alpha_0 + \text{Re}_t / R_\omega}{1 + \text{Re}_t / R_\omega} \right)$$

$$\text{Avec } R_\omega = 2.95$$

La dissipation de k due à la turbulence est donnée par :

$$Y_k = \rho \beta^* f_{\beta^*} k \omega$$

Où

$$f_{\beta^*} = 1 \quad \chi_k \leq 0$$

$$f_{\beta^*} = \frac{1 + 680 \chi_k^2}{1 + 400 \chi_k^2} \quad \chi_k > 0$$

Où

$$\chi_k = \frac{1}{\omega^3} \frac{\partial k}{\partial x_j} \frac{\partial \omega}{\partial x_j}$$

Et

$$\beta^* = \beta_i^* [1 + \zeta^* F(M_t)]$$

$$\beta_i^* = \beta_\infty^* \left(\frac{4/15 + (\text{Re}_t / R_\beta)^4}{1 + (\text{Re}_t / R_\beta)} \right)$$

$$\zeta = 1.5, R_\beta = 8, \beta_\infty^* = 0.09$$

$F(M_t)$ est une fonction de compressibilité qui prend les valeurs suivantes :

$$F(M_t) = 0 \quad M_t \leq M_{t0}$$

$$F(M_t) = M_t^2 - M_{t0}^2 \quad M_t > M_{t0}$$

Avec :

$$M_t^2 = \frac{2k}{a^2}, \quad M_{t0} = 0.25, \quad a = \sqrt{\gamma RT}$$

Quand le nombre de Reynolds a une valeur forte pour le modèle, $\beta_i^* = \beta_\infty^*$

Et en forme compressible, $\beta^* = \beta_i^*$

La dissipation de ω due à la turbulence est donnée par :

$$Y_\omega = \rho \beta f_\beta \omega^2$$

Où

$$f_\beta = \frac{1 + 70\chi_\omega}{1 + 80\chi_\omega}$$

$$\chi_\omega = \left| \frac{\Omega_{ij} \Omega_{jk} S_{ki}}{(\beta_\infty^* \omega)^3} \right|$$

$$\Omega_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} - \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right)$$

Les constantes du modèle $k - \omega$ sont regroupées dans le (tableau 69).

α_∞^*	α_∞	α_0	β_∞^*	β_i	R_β	R_k	R_ω	ζ^*	M_{t0}	σ_k	σ_ω
1	0,52	1/9	0,09	0,072	8	6	2,95	1,5	0,25	2,0	2,0

Tableau 69 : constantes du modèle $k - \omega$, FLUENT 2001

Le modèle **Wilcox** $k - \omega$ est applicable pour les écoulements en charge, les écoulements à surface libre caractérisés par de fortes contraintes de cisaillement, les jets, les écoulements autour d'un obstacle (phénomène de sillage), et la diffusion d'un polluant dissous.

3.2.1.5. Le modèle RSM (Reynolds stress Model)

Le modèle des contraintes de Reynolds (RSM), est un modèle de fermeture de second ordre.

Ce modèle associe les équations caractérisant le mouvement moyen pour toutes les composantes du tenseur de Reynolds, avec qu'une équation de transport des contraintes de dissipation de l'énergie cinétique de turbulence.

Ce modèle est nettement plus coûteux en temps de calcul que le modèle $k - \varepsilon$, puisqu'il résout 5 équations différentielles supplémentaires par rapport au modèle $k - \varepsilon$ standard (une pour chaque composante du tenseur de Reynolds, qui est symétrique, soit 6 équations de plus, et une équation de transport pour l'énergie cinétique de turbulence de moins)

Des équations du transport sont alors établies pour les contraintes cinématiques de Reynolds, dont l'expression est la suivante :

$$R_{ij} = \overline{u'_i u'_j}$$

Ces équations s'écrivent sous la forme générale suivante :

$$\frac{DR_{ij}}{Dt} = P_{ij} + D_{ij} - \varepsilon_{ij} + \Pi_{ij} + \Omega_{ij}$$

La signification physique est la suivante :

La dérivée particulaire de R_{ij} (taux de variation de R_{ij} + Transport de R_{ij} par convection) = Taux de production de R_{ij} + Transport de R_{ij} par diffusion - Taux de dissipation de R_{ij} + Transport de R_{ij} dû aux interactions turbulentes pression / contraintes + Transport de R_{ij} dû au mouvement de rotation.

Pour chacune des six contraintes de Reynolds, il y a une équation de transport, et les variables sont :

$$\overline{u_1'^2}, \overline{u_2'^2}, \overline{u_3'^2}, \overline{u_1' u_2'}, \overline{u_1' u_3'}, \overline{u_2' u_3'}$$

Le terme de production est donné par :

$$P_{ij} = - \left(R_{im} \frac{\partial \overline{U}_j}{\partial x_m} + R_{jm} \frac{\partial \overline{U}_i}{\partial x_m} \right)$$

Le terme de transport par diffusion est donné par :

$$D_{ij} = \frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{\nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial R_{ij}}{\partial x_m} \right)$$

Le terme Π_{ij} qui décrit les interactions turbulentes Pression/Contraintes, est le plus important.

Ce terme modélisant ces interactions a pour effet de rendre les contraintes normales de Reynolds ($i = j$) isotropes et de réduire les contraintes de cisaillement de Reynolds ($i \neq j$).

$$\Pi_{ij} = -C_1 \frac{\omega}{k} \left(R_{ij} - \frac{2}{3} k \delta_{ij} \right) - C_2 \left(P_{ij} - \frac{2}{3} P \delta_{ij} \right)$$

$$C_1 = 1.8, C_2 = 0.6, P = \frac{1}{2} P_{kk}, k = \sqrt{u_1^2 + u_2^2 + u_3^2}$$

Le transport dû au mouvement de rotation est donné par :

$$\Omega_{ij} = -2W_k (R_{jm} e_{ikm} + R_{im} e_{jkm})$$

W_k : Vecteur rotation

Le modèle RSM est potentiellement le plus général et le plus complet des modèles de turbulence classique.

En Conclusion, la principale restriction des modèles de turbulence est qu'ils sont valables pour des configurations bien précises, correspondant aux conditions expérimentales à partir desquelles leurs différents coefficients empiriques ont été obtenus. Ceci est particulièrement vrai pour le modèle $k-\varepsilon$ standard, qui rencontre ses limites dès lors qu'on essaie de l'appliquer à des écoulements pour lesquels l'hypothèse d'isotropie de la turbulence n'est pas vraie. Dans ce cas, le modèle RSM (Reynolds stress) convient davantage.

En fait, la modélisation de la turbulence est encore actuellement un problème non parfaitement résolu, et les modèles existants ont tous des restrictions d'utilisation.

3.2.1.6. Simulation des grandes échelles (SGE) ou (LES)

Une solution d'avenir consiste peut être en l'approche SGE, initiée par les météorologues, hybride entre la résolution directe et l'approche statique. Cette simulation est une approche intermédiaire utilisant une résolution partielle pour les grands tourbillons et une modélisation partielle pour les petits tourbillons [SCHIESTEL. 1998].

Le modèle LES n'est pas actuellement compatible avec la méthode de localisation de la surface libre utilisée dans notre cas.

3.3. Modélisation de la surface libre

3.3.1. L'écoulement multiphasique

On peut classer un écoulement multiphasique selon les quatre catégories suivantes :

- Ecoulement : gaz-liquide ou liquide-liquide.
- Ecoulement : gaz-solide.
- Ecoulement : liquide-solide.
- Ecoulement : gaz-liquide-solide.

Actuellement il y a deux approches principales pour le calcul numérique des écoulements multiphasiques : l'approche Euler-Lagrange et l'approche Euler-Euler.

FLUENT (2001) propose trois modèles différents basés sur l'approche Euler-Euler :

- Le modèle volume of fluide (VOF).
- Le modèle mixture.
- Le modèle d'Euler (Eulerian).

Le modèle VOF est le plus adapté pour l'écoulement à surface libre, sans transfert ni distribution. Il repose sur la méthode de la fraction volumique qui permet de localiser l'interface entre deux fluides différents. Elle est applicable pour des fluides non miscibles (eau-air par exemple), c'est-à-dire lorsqu'il n'y a pas d'interpénétration entre les fluides.

Les méthodes VOF permettent une bonne résolution des problèmes d'hydraulique à surface libre, en régime transitoire (time-dépendent formulation) ou permanent, ceci en écoulement incompressible, sans modèle d'énergie et sans prendre compte les interactions entre domaines fluides (FLUENT, 2001).

Les restrictions suivantes s'appliquent au modèle VOF implémenté dans FLUENT :

- Tous les volumes (cellule) de commande doivent être remplis d'une seule phase de fluide ou de plusieurs phases combinées. Le modèle de VOF ne tient pas compte des régions vides.
- Une des phases seulement peut être compressible.
- L'écoulement périodique ne peut pas être modélisé quand le modèle VOF est employé.
- Le mélange et la réaction ne peuvent pas être modélisés quand le modèle VOF est employé.
- Le modèle de turbulence LES ne peut pas être employé avec le modèle VOF.
- Le schéma implicite de second ordre en temps ne peut pas être employé avec le modèle VOF.

Pour localiser l'interface eau- air, FLUENT dispose quatre schémas numériques :

- Euler Explicit
- Implicit
- Géométric reconstruction
- Donor-acceptor.

Le schéma implicite est adapté au régime permanent. Pour le régime transitoire, l'utilisation des méthodes VOF implique la donnée du nombre de Courant. C'est un nombre sans dimension qui rapporte le pas de temps de calcul Δt au temps caractéristique durant lequel un élément fluide transite à travers le volume de contrôle.

Chaque phase est supposée être présente dans chaque volume de contrôle de la géométrie et est dotée de ses propres champs de variables. En outre, chaque phase possède une fraction volumique égale à la fraction du volume de contrôle qu'elle occupe [LIN MA et al. 2002]

La fraction volumique dans notre cas est définie comme suit :

$$\alpha_q = \frac{\partial\Omega_q}{\partial\Omega_{maille}}$$

α_q : La fraction volumique,

Ω_{maille} : Le volume total de la maille,

Ω_q : Le volume de la partie de la maille occupée par la phase q .

$$\text{Avec } \sum_{q=1}^n \alpha_q = 1$$

Dans notre cas les deux phases en présence sont la phase liquide (eau) d'indice 1, et l'air d'indice 2. Dans ce cas nous avons :

$\alpha_1 = 0$ La cellule est vide de fluide 1 (eau) et contient exclusivement de l'air

$\alpha_1 = 1$ La cellule est remplie entièrement de fluide q (eau)

$0 < \alpha_1 < 1$ La cellule contient l'interface entre le fluide q (eau) et l'air, et la maille contient la surface libre

Dans chaque cellule la masse volumique ρ et la viscosité μ globale sont calculées à partir des fractions volumiques comme suit :

$$\rho = \sum_{q=1}^n \alpha_q \rho_q$$

$$\mu = \sum_{q=1}^n \alpha_q \mu_q$$

n : nombre de phases

Les équations aux dérivées partielles pour la fraction volumique sont :

- Conservation de la masse pour chaque phase ρ :

$$\frac{\partial\alpha_q}{\partial t} + \overline{U}_i \frac{\partial\alpha_q}{\partial x_i} = 0 ; \quad 0 \leq \alpha_q \leq 1$$

- Conservation de la quantité de mouvement :

$$\rho \frac{D\overline{U}_i}{Dt} = \frac{\partial\rho\overline{U}_i}{\partial t} + \overline{U}_j \frac{\partial\rho\overline{U}_i}{\partial x_j} = -\frac{\partial p}{\partial x_i} + \rho g_i + \mu \frac{\partial^2 \overline{U}_i}{\partial x_j \partial x_j} - \frac{\partial\rho(\overline{u_i u_j})}{\partial x_j}$$

3.4. Méthode des volumes finis

Pour résoudre les équations aux dérivées partielles présentées ci-dessus, FLUENT utilise la méthode des volumes finis. Un maillage est construit, constitué de volumes de contrôles ou cellules qu'on peut appeler aussi des mailles. Chaque variable présente une valeur en chacun

de ces volumes de contrôle. Les liens entre ces variables découlent de la discrétisation des équations aux dérivées partielles.

3.5. Conditions initiales et aux limites

3.5.1. Les conditions initiales

Les conditions initiales représentent l'état de l'écoulement lors du démarrage de la simulation. Comme les vitesses initiales de l'écoulement dans les différents domaines fluides, et les valeurs initiales pour la turbulence, la fraction volumique (position initial de la surface libre) et la pression.

3.5.2. Les conditions aux limites

Nous ne recensons ici que les types de conditions aux limites qui seront utilisés dans notre modèle.

3.5.2.1. Entrées ou sorties

Aux endroits où le fluide entre dans le domaine de calcul ou en sort, les conditions aux limites peuvent être spécifiées de plusieurs façons :

A l'entrée du domaine il est nécessaire de calculer l'intensité turbulente I et le diamètre hydraulique. L'intensité turbulente peut être calculée à partir d'une fonction empirique (Fluent, 2001) comme suit :

$$I = 0.16R_e^{-1/8} \quad (\%)$$

Avec $R_e = \frac{\bar{U}}{\nu} D_h$ le nombre de Reynolds

D_h : Le diamètre hydraulique

La valeur de vitesse à l'entrée « velocity inlet », correspond à une vitesse imposée. On impose un débit d'entrée à partir d'une vitesse et d'une section mouillée.

A la sortie (aval) du domaine, il est possible *via* la condition « pressure outlet » d'imposer une sortie du fluide à la pression atmosphérique. Alternativement, la condition « outflow » permet d'imposer une hauteur d'eau sur une section de la conduite.

3.5.2.2. Parois solides « Wall »

La condition de rugosité permet de modéliser l'effet de la paroi sur l'écoulement. La rugosité est introduite par l'intermédiaire de la taille des aspérités, κ_s , Elle est liée au coefficient de Strikler K par la relation suivante [SINNIGER et HAGER. 1989] :

$$K \cdot \kappa_s^{1/6} = 8.2 \sqrt{g}$$

Elle est valable pour les écoulements stationnaires en régime turbulent rugueux. Ceci correspond généralement aux conditions d'écoulement considérées dans une bouche d'injection. La condition de rugosité est appliquée au niveau des parois, mais à l'entrée et à la

sortie cette condition est négligée, car les tuyaux sont très lisses par rapport aux parois de la bouche d'injection.

3.6. Algorithme de résolution

Les équations de transport des grandeurs caractéristiques de l'écoulement peuvent se résumer à une expression commune, qui peut être schématisée sous la forme suivante par la grandeur scalaire Φ :

$$\frac{\partial}{\partial t}(\Phi) + \frac{\partial}{\partial x_j}(U_j \Phi) = \frac{\partial}{\partial x_j} \Gamma \frac{\partial}{\partial x_j} - S\Phi$$

The diagram shows the equation above with four arrows pointing from a box below to specific parts of the equation. The box below contains the labels: 'Terme temporel', 'Terme de convection', 'Terme de diffusion', and 'Terme de source'. Arrows point from 'Terme temporel' to $\frac{\partial}{\partial t}(\Phi)$, from 'Terme de convection' to $\frac{\partial}{\partial x_j}(U_j \Phi)$, from 'Terme de diffusion' to $\frac{\partial}{\partial x_j} \Gamma \frac{\partial}{\partial x_j}$, and from 'Terme de source' to $-S\Phi$.

Le terme de convection est le bilan entrée/sortie de la quantité Φ dans le volume de contrôle

Γ est le terme de diffusion effective. U_j est une composante de la vitesse instantanée.

Les expressions des termes de diffusivité et de source varient en fonction des types d'équations résolues. Le terme de gradient de pression, qui ne peut être classé ni comme un terme de convection ni comme un terme de diffusion est en général inclus dans le terme de source pour les trois équations de la dynamique. Les équations précédentes sont ensuite réécrites dans le repère rapporté au maillage.

La méthode des volumes finis consiste alors à intégrer les équations du mouvement sur chacun des volumes élémentaires constituant le maillage. Puis le théorème d'Ostrogradski est utilisé pour transformer certaines intégrales de volume en intégrales de surface. Les méthodes numérique mises en avant permettent de linéariser et discrétiser chacun des termes de l'équation rapportée au maillage. En régime permanent, la forme linéaire des équations discrète peut être écrite comme suit :

$$a_p \Phi_p = \sum a_{nb} \Phi_{nb} + b$$

a_p est le coefficient du centre de cellule (maille) ; a_{nb} le coefficient d'influence des mailles voisins ; b est la contribution constante du terme source ; Φ_p est la valeur d'une variable au centre de la cellule. [PATANKAR et SPALDING. 1972], cité par [VERSTEEG et MALALASEKERA. 1995], ont proposé l'algorithme SIMPLE (*semi-implicit method for pressure-linked equations*). Il s'agit d'une procédure qui, sur la base de variables supposées, résout d'abord les équations de moments (deuxième loi de Newton) pour déterminer des corrections des vitesses. Ensuite, une équation dérivée de la conservation de la masse est

résolue pour déterminer une correction de la pression. Les vitesses et la pression sont alors corrigées. En fin, les équations restantes sont résolues pour déterminer les autres variables (variables de turbulence, fraction volumique, etc...). Les variables obtenues selon cette procédure sont alors injectées en entrée d'algorithme jusqu'à la convergence. La (figure 131) illustre l'algorithme SIMPLE.

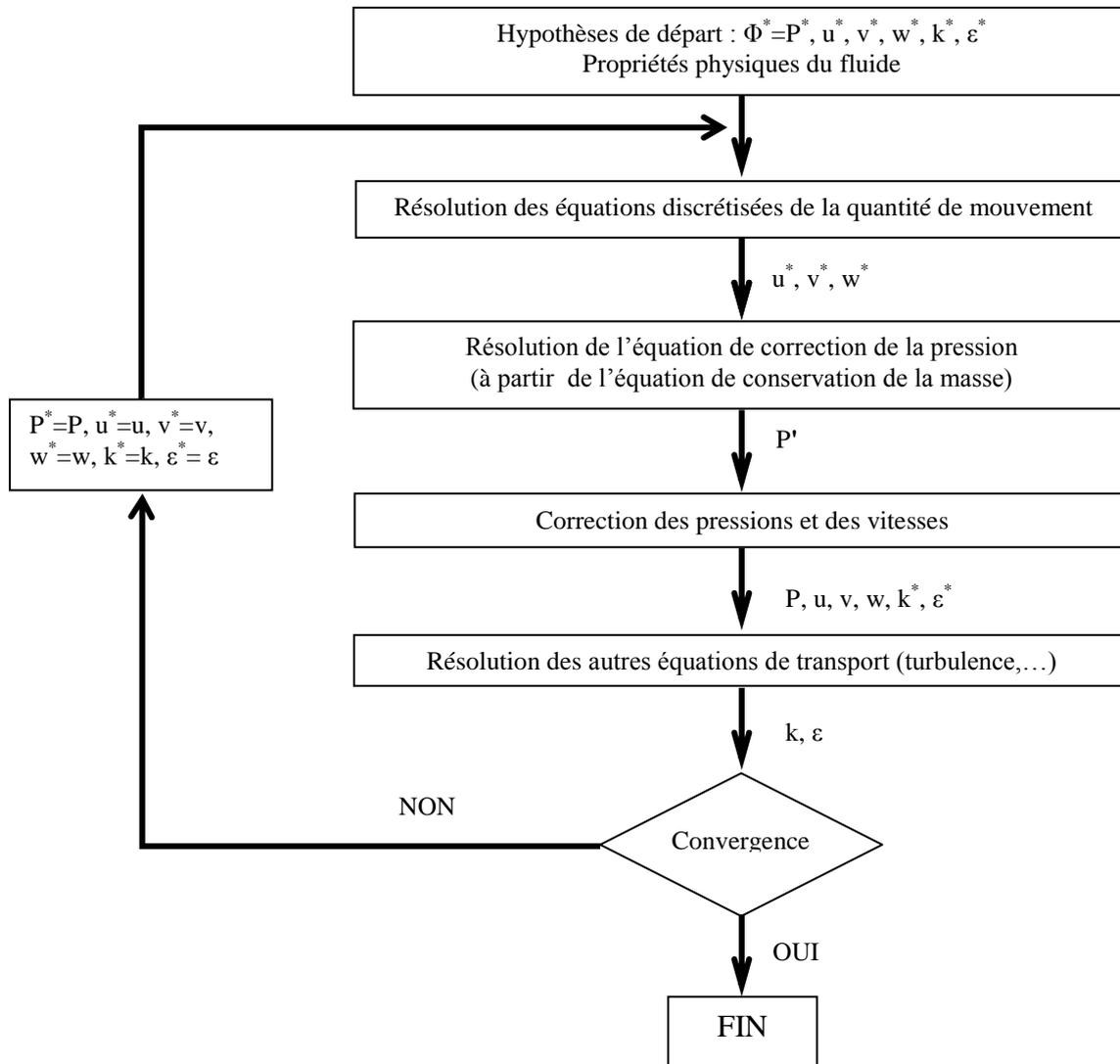


Figure 131 : Schéma représentatif de l'algorithme SIMPLE.

L'objectif de cette partie était de décrire les modèles disponibles pour simuler l'écoulement dans la bouche d'injection sans présence du filtre. Il n'y a véritablement que deux points d'incertitude qui devront être investigués par la suite.

Le premier point d'incertitude concerne le maillage. Comme pour tout travail de modélisation numérique, il faut en effet d'abord effectuer une analyse de la grille de calcul.

Le second point d'incertitude concerne le choix du modèle de turbulence par un modèle isotrope $k-\varepsilon$, largement validé pour reproduire globalement les écoulements. Ce modèle est simple et largement utilisé en ingénierie. De plus il présente les avantages d'être économique en temps de calcul et suffisamment précis et validé pour un large gamme d'écoulements turbulents.

Une fois les réponses à ces questions trouvées, nous pourrons passer à la modélisation de l'écoulement et du transport solide, décrite dans la partie suivante.

4. Simulation de l'écoulement des eaux dans la bouche d'injection

4.1. Introduction

L'écoulement est simulé au moyen du logiciel Fluent 2001 qui résout les équations de Reynolds par la méthode des volumes finis. Pour prendre en compte l'influence des fluctuations de vitesse sur le champ moyen, un modèle de turbulence est nécessaire. Nous avons utilisé le modèle $k-\varepsilon$ pour l'écoulement turbulent et le modèle VOF pour la surface libre. La construction du maillage est réalisée par Gambit [Fluent, 2001]

4.2. Maillage

Nous avons utilisé pour construire le maillage le logiciel Gambit (Fluent, 2001). Chaque cellule d'un maillage est définie par sa forme (en 3D : tétraèdre, hexaèdre, *etc.*) et par sa taille (longueur des côtés). La géométrie de la bouche d'injection est illustrée dans la (figure 132).

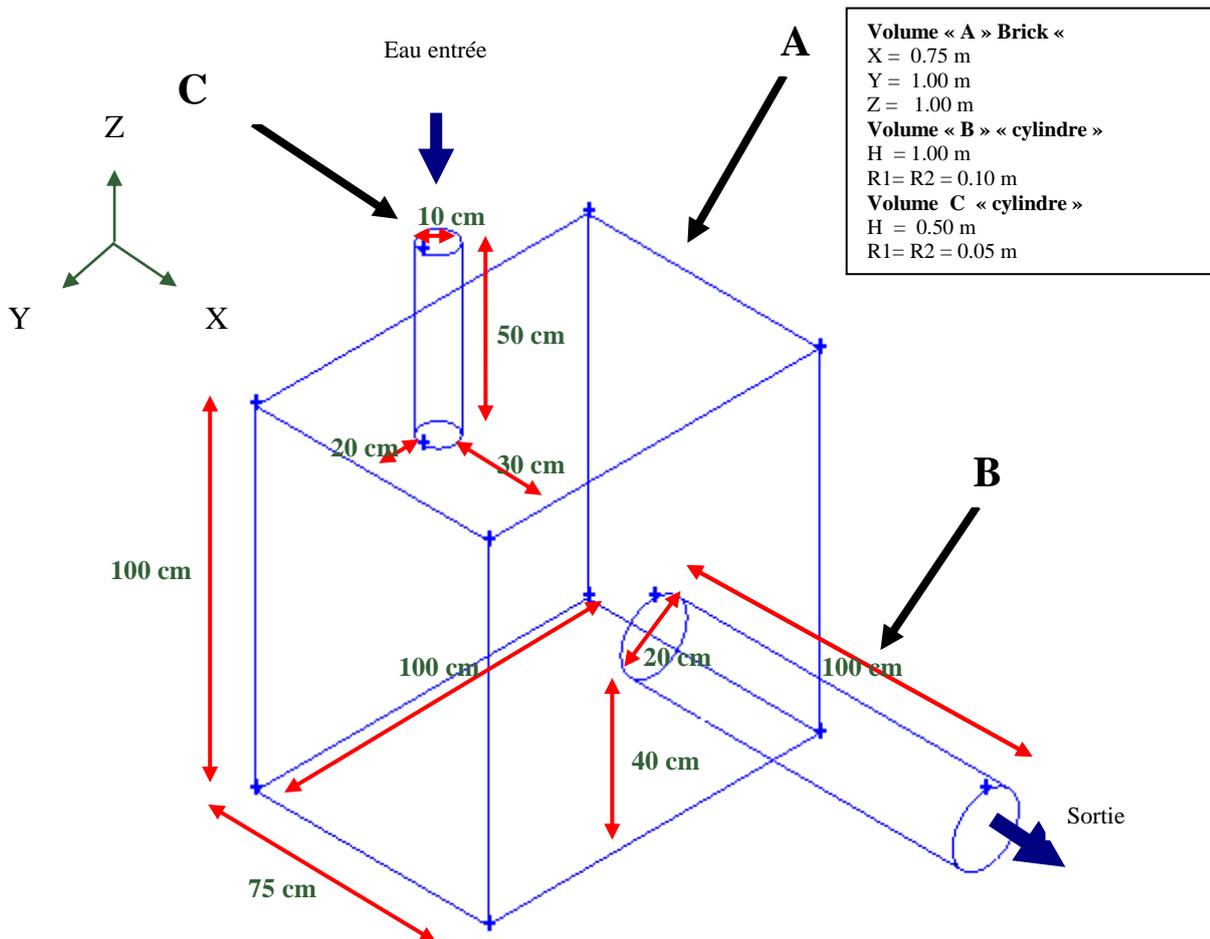


Figure 132 : géométrie de la bouche d'injection

Après la géométrie il faut définir les conditions initiales de maillage dans Gambit. La (figure 133) illustre ces conditions.

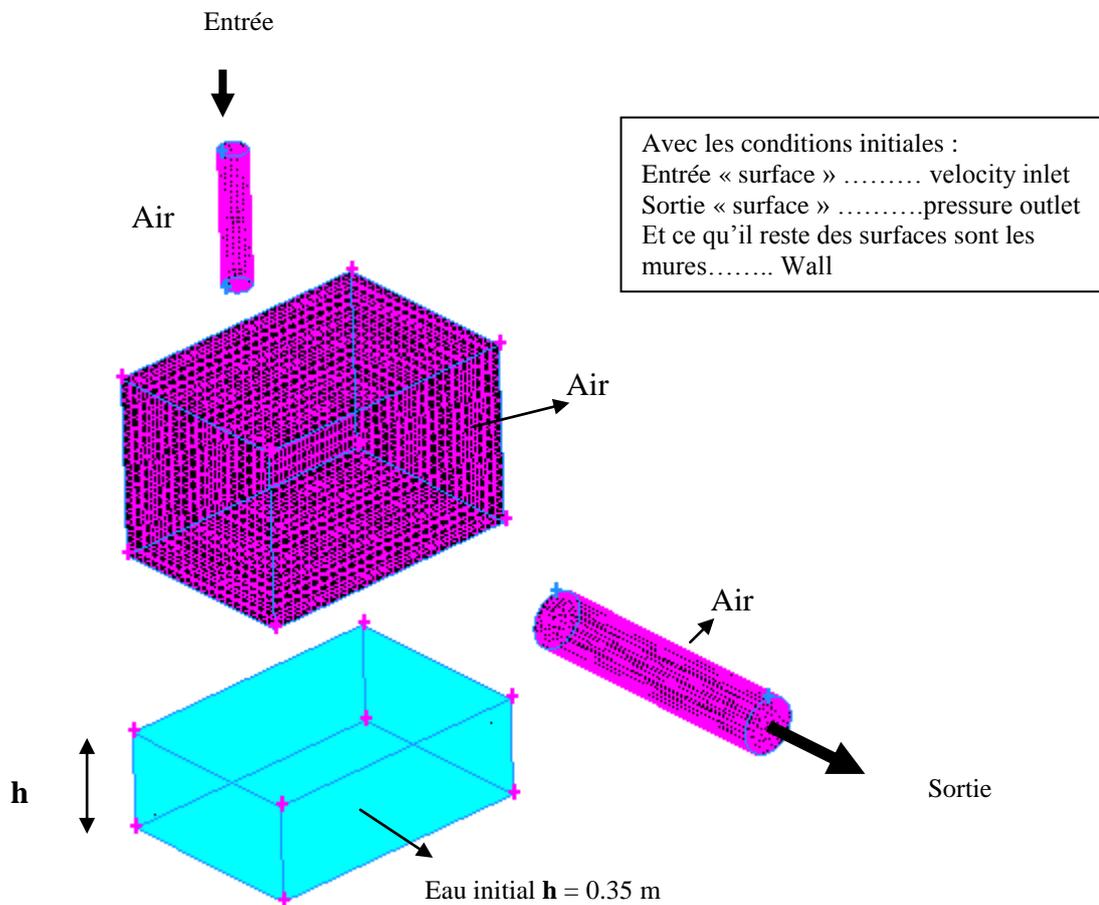


Figure 133 : conditions initiales du modèle

Après plusieurs essais successifs, nous avons choisi d'utiliser des cellules de côté 2.5 cm dans la bouche d'injection. Des cellules de côté 2 cm sont utilisées à l'entrée. Le maillage de la bouche d'injection est constitué de 55 366 cellules.

La (figure 134) montre le maillage de la bouche d'injection. Gambit nous permet d'examiner le maillage, en attribuant à chaque élément une valeur d'asymétrie entre 0 et 1, où la valeur 0 représente un élément idéal. Le (tableau 70) montre le nombre de cellules actives et leur qualités.

qualité	0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,3	0,3 - 0,4
Nombre des cellules	39 207	8 404	3 214	4 481
%	70,81	15,18	5,81	8,09

Tableau70 : Qualité du maillage des modèles

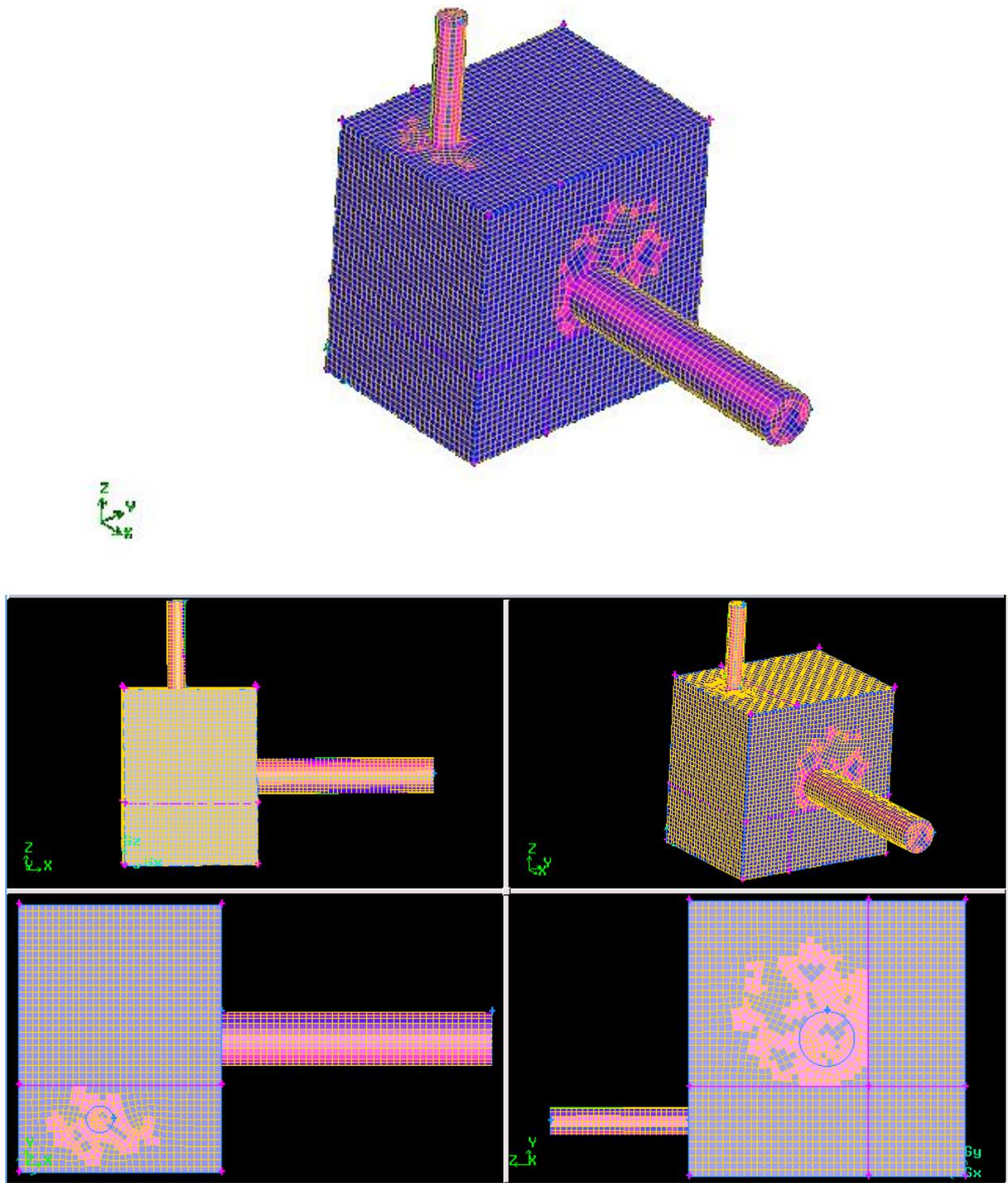


Figure 134 : maillage de la bouche d'injection sous GAMBIT

4.3. Simulation de l'écoulement

Nous avons cherché à vérifier si le modèle reproduisait correctement les différents types d'écoulement observé dans la bouche d'injection selon les débits injectés. Pour cela, nous avons simulé les écoulements correspondant aux débits 6, 12, 15 et 24 m³/h avec des vitesses d'entrée de 0,21, 0,42, 0,53 et 0,83 m/s respectivement.

Nous avons utilisé le modèle k-ε pour l'écoulement turbulent et le modèle VOF (Volume Of Fluid) pour la surface libre. Les équations d'écoulement, les méthodes de résolution, et les conditions initiales et aux limites ont été présentés dans la première partie de ce chapitre.

La (figure 135) illustre la surface libre simulée dans la bouche d'injection pour les différents débits.

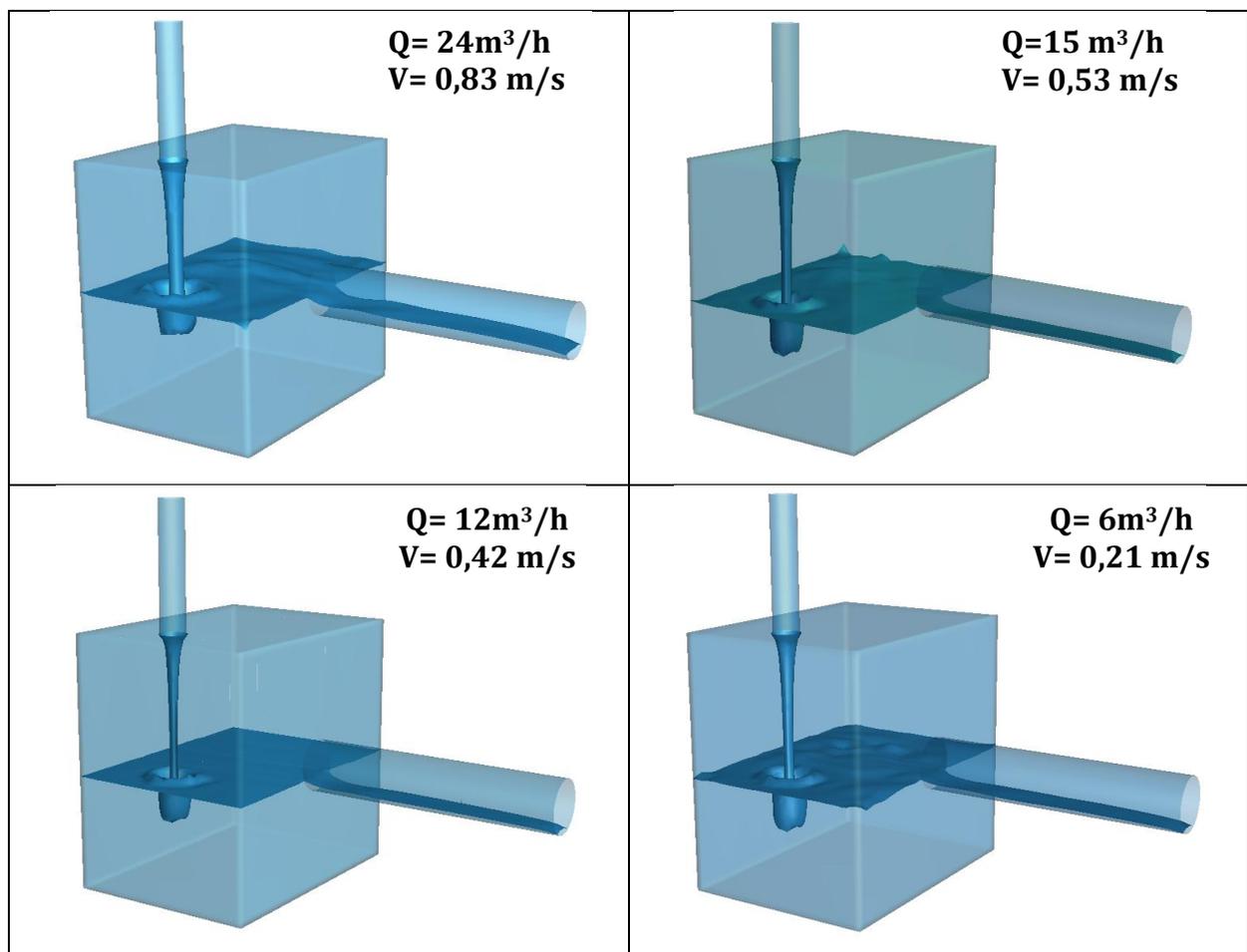


Figure 135 : surface libre simulée dans la bouche d'injection pour les débits 6, 12, 15 et 24 m³/h

Nous avons pris la hauteur moyenne d'eau mesurée dans la bouche d'injection, pour comparer cette hauteur mesurée avec la hauteur simulée pour chaque débit. La (figure 136) présente la comparaison entre la hauteur d'eau mesurée et la hauteur d'eau simulée.

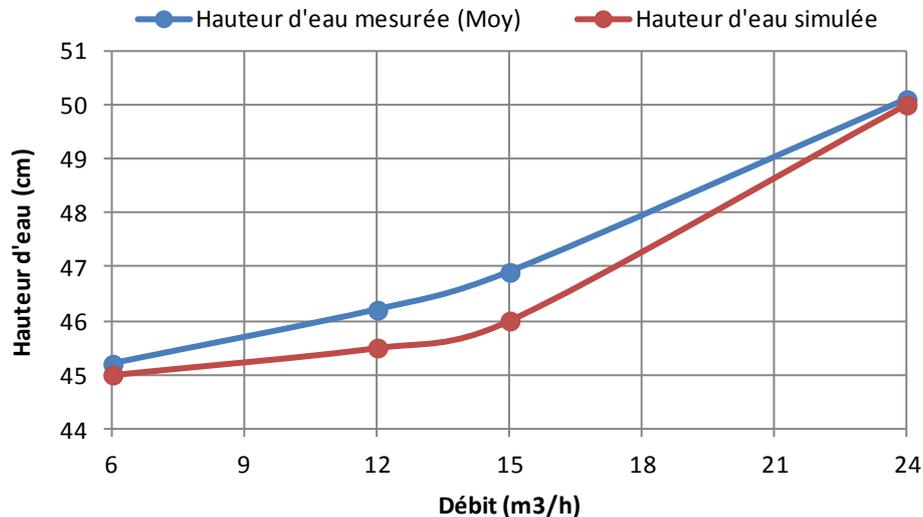


Figure 136 : Comparaison entre la hauteur d'eau mesurée et la hauteur d'eau simulée.

Le débit de pompe n'est pas constant, et la hauteur moyenne d'eau varie d'un cas à l'autre. Mais en général, cette variation ne dépasse pas 1 ou 2 cm. On trouve bien que la hauteur simulée est très proche de la hauteur mesurée.

Les champs des vitesses de l'eau qui traverse la bouche vers l'exutoire nous permet de connaître le mouvement des particules de pollution dans la bouche d'injection verticalement et horizontalement.

La (figure 137) illustre les champs des vitesses au niveau de la surface libre (horizontale) pour les quatre débits simulés (6, 12, 15, 24) m³/h. Nous remarquons que la vitesse en surface au niveau de la bouche d'injection et plus loin de la zone de chute est très faible (en général entre 0 et 0,28 m/s). Cette vitesse commence à grandir en approchant de l'exutoire.

La vitesse d'eau à la sortie de la bouche d'injection présente une faible variation pour les quatre débits. La (figure 138) montre les profils de vitesse maximales pour chaque débit avant d'attendre la côte X=74 cm au dessus de l'entrée de l'orifice du niveau Z=400 cm qui correspond au fond de l'orifice.

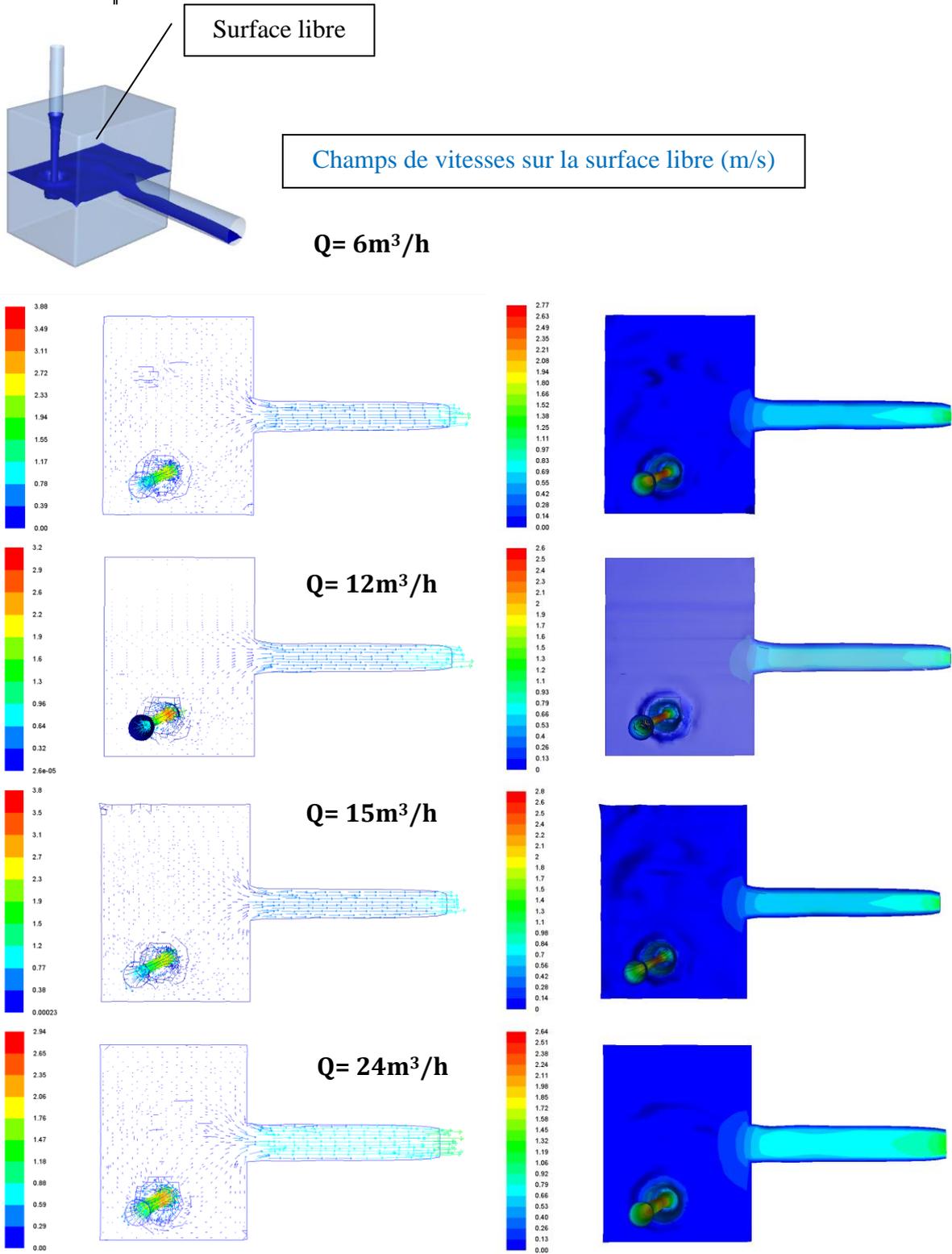


Figure 137 : Champs de vitesse sur la surface libre

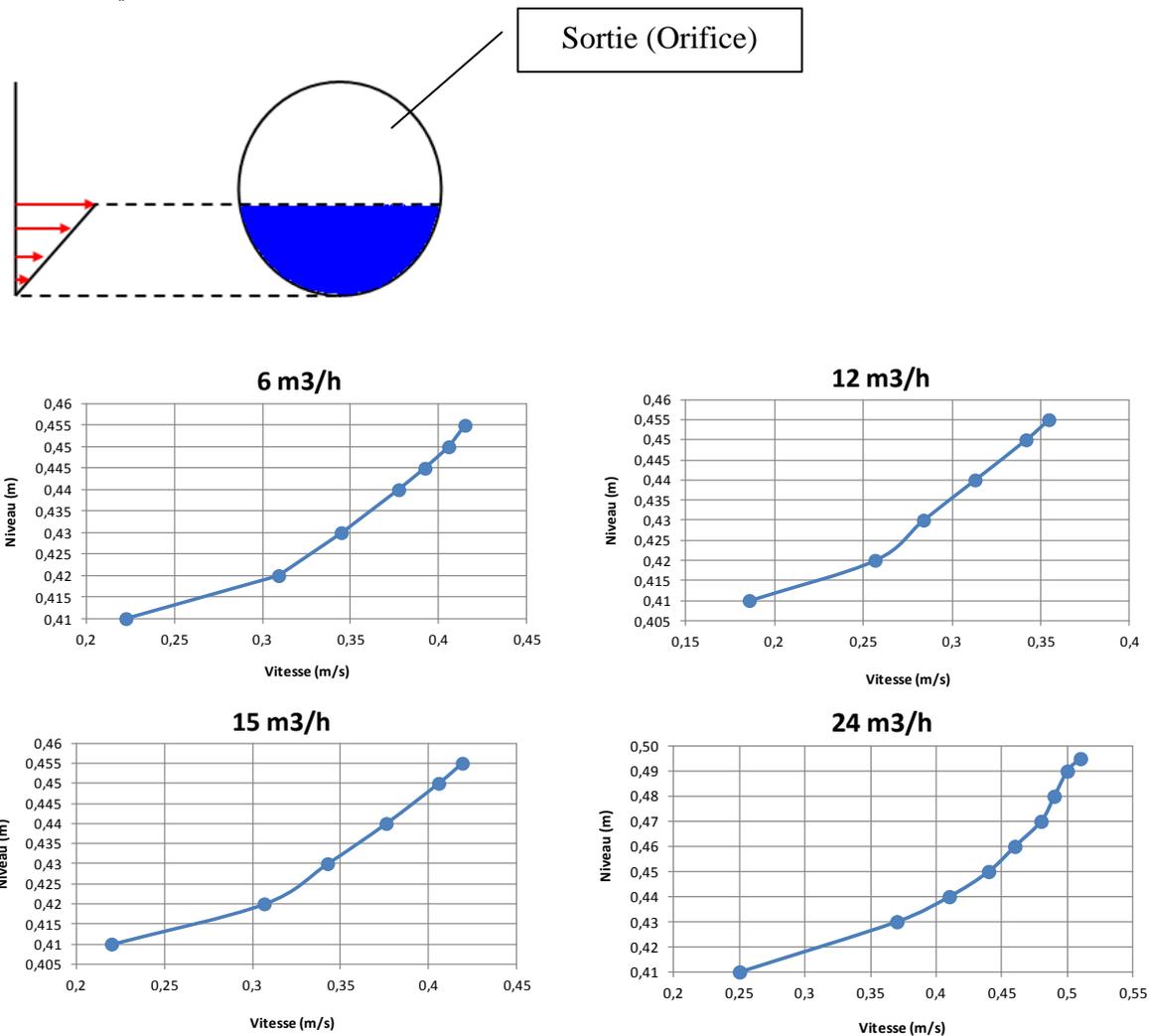


Figure 138 : Profils de vitesse maximale à la sortie de la bouche d'injection

Ces profils de vitesses montrent que les vitesses maximales pour les quatre débits (6, 12, 15, et 24 m³/h) sont (0,41 ; 0,36 ; 0,42 ; 0,51 m/s) respectivement. On trouve toujours que le comportement du modèle de débit 12m³/h donne une valeur de vitesse moindre que celle de débit 6 m³/h, même pour les champs de vitesses.

Pour connaître les valeurs de vitesses en fonction de la hauteur d'eau (verticale), la (figure 139) présente les champs de vitesse sur la section (A) perpendiculaire à la surface libre.

Les champs de vitesse apparaissent pour les deux phases eau et air. Pour les distinguer nous avons mis les flèches de vitesses de la phase air de la même couleur.

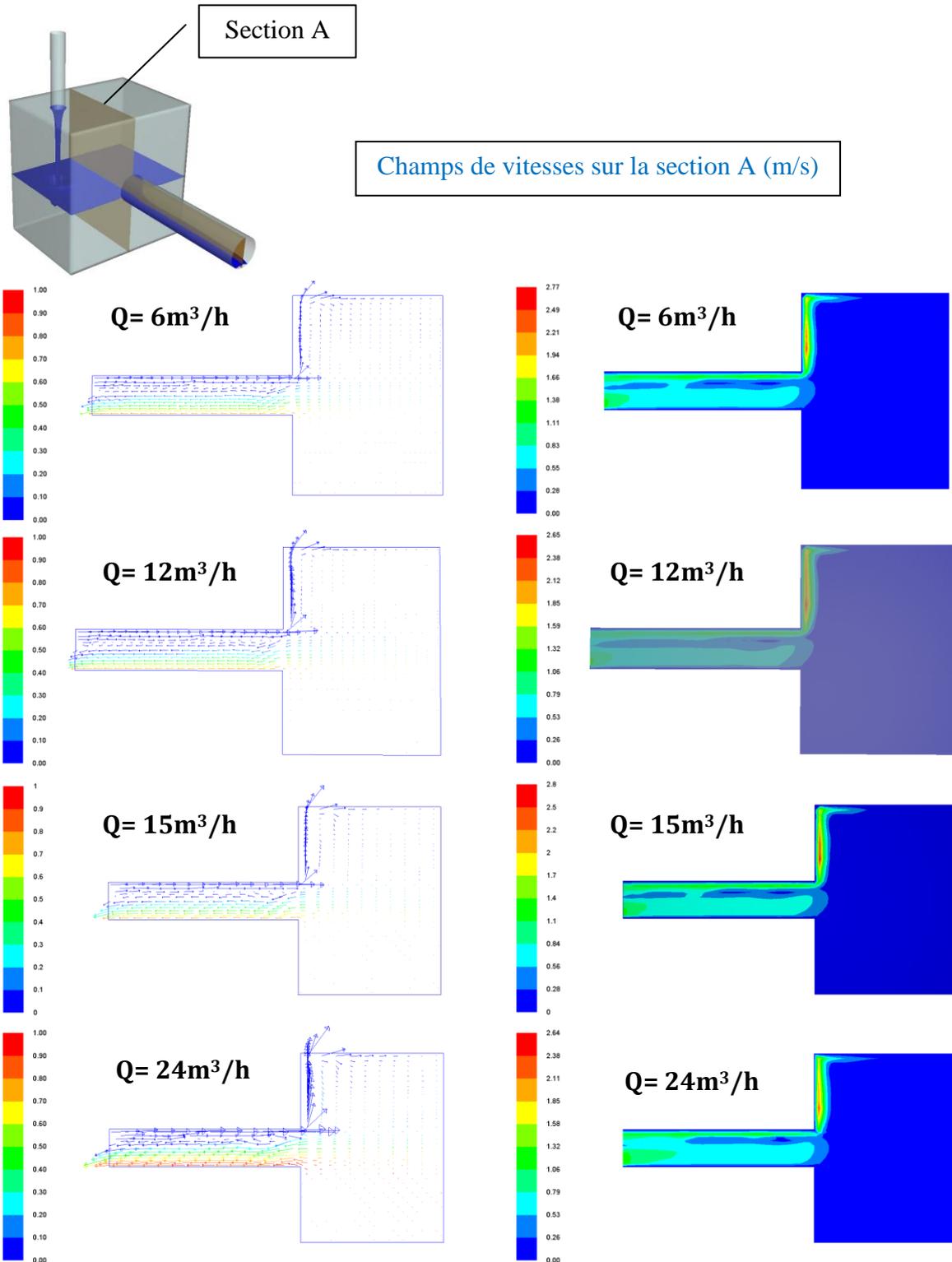


Figure 139 : Champs de vitesse sur la section (A)

En général, nous trouvons que les vitesses simulées au niveau de la bouche d'injection sont quasi similaires et qu'elles permettent aux MES de décanter facilement. La comparaison de la capacité de décantation pour les débits simulés dépend des diamètres des particules injectées. Cela est précisé dans la paragraphe suivant.

4.4. Efficacités de la décantation de la bouche d'injection

La simulation du transport solide et les trajectoires des particules dans la bouche d'injection ont été réalisées par le modèle « particle tracking » non – couplé. Les particules sont injectées et leurs trajectoires associées calculées. Pour chacune des simulations, trente deux particules de même taille, densité et vitesse initiale sont distribuées de façon homogène à l'entrée. La vitesse initiale de chacune des particules est égale à la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite d'entrée (0,21, 0,42, 0,53, 0,83 m/s).

Étant donné que le modèle « Particle tracking » utilise une approche stochastique, un nombre minimum de simulations est nécessaire pour s'assurer que le résultat obtenu est représentatif. [STOVIN. 1996] montre que cinquante simulations sont suffisantes pour aboutir à un écart – type maximum de $\pm 2,1$ % de la moyenne avec un intervalle de confiance de 99 %.

Les caractéristiques requises dans le modèle pour les particules sont la masse volumique et la granulométrie. Pour la masse volumique nous avons retenue celle des fines qu'on a utilisées pour l'étude expérimentale (2650 kg/m^3). Pour les diamètres de particules nous avons pris deux diamètres, le 35 μm et 100 μm correspondant aux d_{50} et d_{10} . En plus nous avons injecté les diamètres 50, 100 et 200 μm pour mieux comprendre la capacité de la bouche d'injection à décanter des MES inférieurs à 200 μm .

Les conditions aux limites utilisées dans notre simulation sont présentées dans le (tableau 71) (voir annexe C).

Faces	Conditions
Entrée	ESCAPE
Parois latérales	REFLECT
Fond	TRAP
Sortie	ESCAPE

Tableau 71 : Conditions au niveau des parois de la bouche d'injection

Il faut injecter un nombre suffisamment important de particules pour obtenir un résultat statistiquement significatif. Après des essais préliminaires, nous nous sommes rendu compte que l'écart d'efficacité entre deux suivis de particules était inférieur à 2,5% au-delà de 3200 particules injectées. Pour calculer l'efficacité de décantation nous utilisons la relation suivante :

$$\text{Efficacité} = [(Masse)_e - (Masse)_s] / (Masse)_e$$

(Masse)_e, (Masse)_s, représentent respectivement la masse totale des particules injectées à l'entrée de la bouche et la masse des particules sorties de la bouche. La (figure 142) montre les efficacités calculées de la bouche d'injection pour les débits (6, 15 et 24 m³/h).

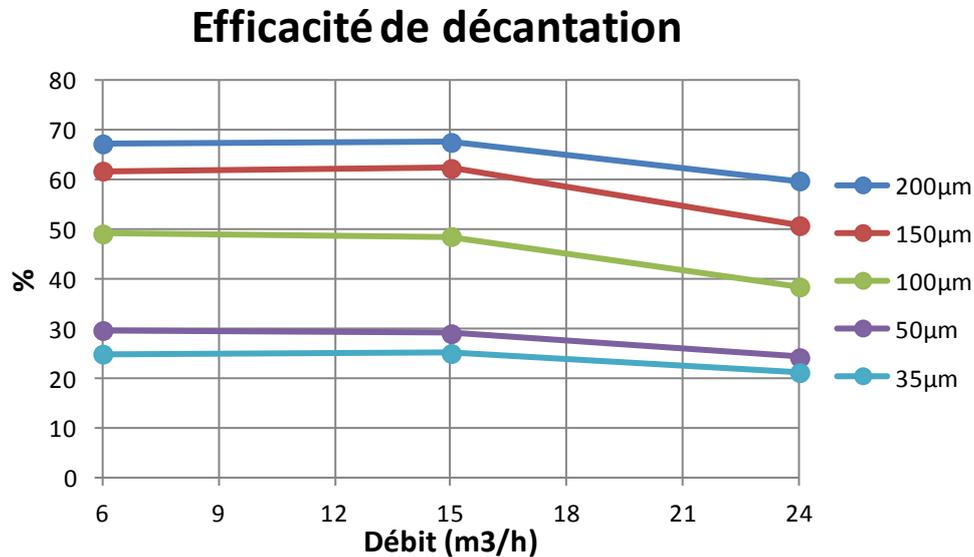


Figure 142 : Efficacité calculé de décantation de la bouche d'injection

Nous avons écarté le modèle pour le débit 12 m³/h, car il donne des résultats illogiques par rapport aux autres. Nous trouvons que l'efficacité simulée dépend du diamètre adopté pour les particules injectées. En effet, la majorité des particules (plus de 70%) de faible diamètre (35 et 50 µm) sont importées avec le courant d'eau pour tous débits avec une faible différence (5%) entre le 6m³/h et 24 m³/h. A partir du diamètre 100µm nous remarquons des différences de capacité de décantation en fonction du débit, d'environ 10% entre le 6 et 24 m³/h.

La (figure 143) présent l'efficacité de décantation en fonction du diamètre de particule pour les trois modèles.

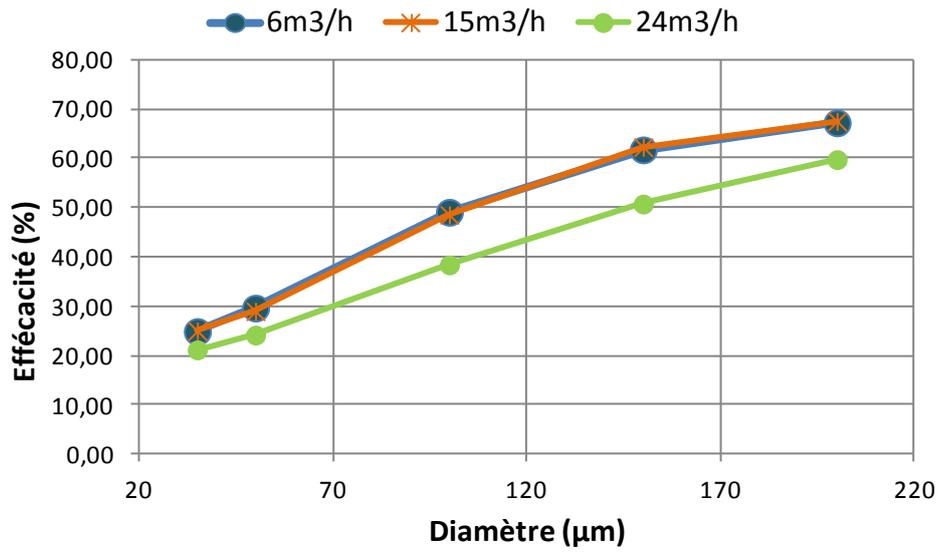


Figure 143 : Efficacité de décantation en fonction du diamètre de particule

5. Conclusion

Nous nous sommes intéressés à la simulation du champ d'écoulement et du transport solide dans la bouche d'injection. Les simulations ont été réalisées avec un maillage sous GAMBIT. Le modèle de turbulence est le modèle standard k- ϵ . Pour simuler et prendre en compte l'évolution de la surface libre dans la bouche nous avons utilisé la méthode VOF.

Dans un premier temps, nous avons modélisé en 3D le comportement hydrodynamique de la bouche d'injection sans filtre en injectant quatre débits 6, 12, 15, 24 m³/h. Les champs de vitesse montrent des faibles valeurs qui facilitent la décantation des MES surtout pour les grandes tailles. Les efficacités de décantation obtenues grâce à la méthode « Particle tracking » fondée sur l'approche lagrangienne dépendent de la taille des particules injectées.

L'étude a montré que la bouche d'injection a une efficacité pour les MES de taille 100 μ m compris entre 40 et 50 % pour les trois débits simulés.

Nous rappelons que la modélisation a été appliquée pour la bouche d'injection sans filtre. La comparaison entre résultats de simulation et résultats en laboratoire a été possible pour les modèles hydrauliques (hauteur d'eau dans la bouche) où les hauteurs simulées sont très proches des hauteurs mesurées ce qui valide les modèles.

En revanche, pour le transport solide la comparaison n'a pas été possible à cause des difficultés de réalisations en laboratoire et des points faibles de notre modèle du transport solide. Nous pensons que pour la condition aux limites TRAP une meilleure prise en compte de l'interaction particule/paroi est nécessaire pour améliorer la performance du modèle. Cette condition ne prend pas en compte le rebondissement potentiel de la particule au niveau du fond. Ceci explique les différences de distribution spatiale des dépôts au fond de la cuve, bien que les résultats sur les efficacités soient validés. Nous nous appuyons pour cela sur les travaux de [ADAMSSON *et al.* 2003] et [DUFRESNE M. 2008]

Conclusions et Perspectives

Conclusions et perspectives

L'évolution des modes de gestion des eaux de pluie et de ruissellement, vise à mieux garantir la sécurité et la salubrité publique, mais également la protection du milieu naturel. Les techniques alternatives constituent une contribution majeure à cette évolution.

Dans ce cadre la bouche d'injection est un dispositif performant par sa capacité de décantation et de filtration si elle est équipée d'un filtre.

Elle peut être couplée avec différentes techniques alternatives ou remplacer les bouche d'égouts classiques dans un réseau pluvial.

Notre étude a visé à mieux connaître la capacité hydraulique de ce dispositif, mais aussi sa capacité à retenir les polluants des eaux pluviales.

Notre travail s'est décomposé en trois parties :

- Expérimentation en laboratoire sur maquette ;
- Tests du dispositif expérimental in situ ;
- Modélisation numérique.

L'étude expérimentale en laboratoire sur une bouche d'injection équipée d'un filtre placée en amont d'une maquette de chaussée à structure réservoir, a mis en évidence une bonne rétention au niveau de la chaussée réservoir et un risque de colmatage global de la chaussée à une échéance largement supérieur à la durée de vie moyenne de la chaussée (50 ans). Concernant la filtration, les résultats ont montré une efficacité de coupure du filtre de l'ordre de 15 à 20 % pour la granulométrie étudiée (inférieure à 200 μm). Ces expériences ont en outre mis en valeur l'absence totale de problèmes hydrauliques. La densité d'une bouche d'injection pour 250 m² de voirie apparaît de fait adaptée.

Après avoir modifié la maquette en by-passant la structure réservoir, nous avons réalisé une deuxième série d'expérimentations en simulant des eaux de ruissellement chargées en

matières en suspension et pour partie en hydrocarbures. Le but était de comparer la capacité hydraulique de plusieurs types de filtres et calculer leur efficacité à capter les MES.

La concentration de MES retenue pour les expériences était de 1000 mg/l, comparable à la valeur moyenne mentionnée dans la littérature. Les hydrocarbures ont été matérialisés par l'injection d'une quantité contrôlée d'huile de colza dans l'écoulement.

Le choix de la concentration en hydrocarbures de 100 mg/l a été dicté par des impératifs techniques autant que pour des raisons scientifiques. Un tel taux peut être rencontré dans les zones les plus exposées à une pollution par les hydrocarbures : stations-services, aéroports, autoroutes à fort trafic et parkings.

Le rendement du filtre ADOPTA vis-à-vis des MES, suit une certaine logique : le filtre se colmate au fur et à mesure qu'on augmente le débit jusqu'à atteindre un point d'inversion où on assiste à un décolmatage total pour 15 m³/h (nettoyage de filtre) et une reprise du cycle de colmatage-décolmatage pour 24 m³/h. Les écarts enregistrés entre les hauteurs d'eau en présence de MES seul et en présence simultanée de MES et d'huile étaient de 5% pour les faibles débits et de 15% pour les plus forts.

Une perspective est d'effectuer d'autres expériences avec différentes concentrations de MES et d'Hydrocarbures pour mieux apprécier l'effet des hydrocarbures sur le mécanisme de filtration.

Le rendement à long terme du filtre ADOPTA, est compris entre 40,3 et 47,9 % pour les faibles débits. En augmentant le débit avec le temps le rendement diminue jusqu'à 26,4 % pour 24 m³/h. Mais, ce rendement n'est pas celui du filtre seul, et apparaît d'avantage comme un rendement d'ensemble de la bouche d'injection couplée avec le filtre rendant compte de l'effet combiné des deux mécanismes de décantation et de filtration.

Le filtre ADOPTA a aussi montré une capacité de captage des HCT avec un rendement compris entre 57% et 87%.

Nous avons testé sur la maquette d'autres technologies de filtres.

Le filtre CREAT BLANC a des capacités hydrauliques de 10, 12, et 15 m³/h pour les 12, 8 et 6 couches respectivement. L'efficacité du filtre CREAT BLANC à douze couches vis-à-vis de MES en concentration 1000 mg/l correspond à un rendement compris entre 60 et 70 % pour tous les débits.

Les filtres CREAT GRIS à six et huit couches présentent une capacité hydraulique de 12 m³/h. Nous n'avons pas réalisé un nombre suffisant d'essais pour étudier la capacité des ces filtres à capter des MES.

Le filtre MORTLEQUE (120 et 80 µm) a une faible capacité hydraulique et colmate totalement et très vite en présence de MES.

En perspective, nous avons pu grâce au système qui permet de changer de filtre étudier différents types. Le filtre Adopta est celui qui a le comportement le plus satisfaisant.

La deuxième partie porte sur l'étude expérimentale in situ sur trois sites. L'instrumentation de terrain de ces trois sites qui différent (par leur trafic) a pour objectif de connaître le rendement épuratoire de la bouche d'injection et du filtre ADOPTA sur des eaux pluviales réelles en établissant des bilans de pollution « DCO, MES, HCT, Plomb, Zinc, et Cadmium » en amont et en aval du dispositif.

Le premier enseignement de cette partie était la vérification du bon fonctionnement hydraulique du dispositif, même en cas de mise en charge temporaire provoquée par la présence de flottants. Les résultats sont également significatifs en termes d'abaissement de la charge polluante en matières en suspension lors des pluies de faible intensité. On a observé cependant des résultats nettement moins satisfaisants lors des événements les plus intenses, ce qui s'explique d'une part par la remise en suspension des sédiments aussi bien à l'amont qu'à l'aval du filtre, et d'autre part par un phénomène de « décolmatage » du filtre du fait des forts débits et des hauteurs d'eau générées.

Les résultats des analyses effectuées sur les prélèvements ne nous permettent pas de conclure de façon nette sur l'efficacité du dispositif pour des polluants tels que les métaux lourds. Par contre le rendement du dispositif vis-à-vis des MES était compris entre 31 et 84 % pour le site d'Estrées, et entre 13 et 49 % pour le site de GAYANT EXPO à Douai.

En perspective, la phase suivante de cette étude in situ devrait nous permettre de pouvoir tirer des conclusions plus nettes sur l'efficacité du dispositif de dépollution des eaux pluviales. En particulier, les améliorations du protocole de mesure (position optimale de sondes, et intervention régulière pour assurer un bon fonctionnement des sondes) et de prélèvement (le volume nécessaire à prélever et l'intervalle optimal entre les prises d'échantillons), issues de l'important retour d'expérience qu'a pu fournir notre étude, devraient nous permettre d'obtenir des données fiabilisées pour l'essentiel des paramètres.

La modélisation, a été conduite en utilisant le code de calcul Fluent (2001).

Nous nous sommes intéressés à la simulation du champ d'écoulement et du transport solide dans la bouche d'injection. Les simulations ont été réalisées avec un maillage sous GAMBIT. Le modèle de turbulence choisi est le modèle standard k-ε. Pour simuler et prendre en compte l'évolution de la surface libre dans la bouche nous avons utilisé la méthode VOF.

Dans un premier temps, nous avons modélisé en 3D le comportement hydrodynamique de la bouche d'injection sans filtre en injectant quatre débits 6, 12, 15, 24 m³/h. Les champs de vitesses montre des faibles valeurs qui facilitent de décantation des MES surtout de grand diamètre.

Les efficacités de décantation obtenues grâce à la méthode « Particle tracking » fondée sur l'approche lagrangienne dépendent du diamètre des particules injectées.

L'étude a montré que la bouche d'injection a une efficacité pour les MES de diamètre 100µm, compris entre 40 et 50 % pour les trois débits simulés.

La modélisation a été appliquée pour la bouche d'injection sans filtre. La comparaison entre résultats de simulation et résultats en laboratoire a été possible pour les modèles hydrauliques (hauteur d'eau dans la bouche) où les hauteurs simulées sont très proche des hauteurs mesurées ce qui valide les modèles. Par contre, les résultats de laboratoire n'ont pas été possibles de les comparer avec le modèle du transport solide à cause des difficultés de mesure en laboratoire et des points faibles de notre modèle

En perspective, il convient de modéliser l'écoulement et le transport solide en présence du filtre. Cette étude numérique requiert une implémentation dans le code de calcul des conditions spéciales qui concernent le phénomène de colmatage du filtre.

Ce travail m'a apporté beaucoup d'expérience, surtout grâce à ses trois volets, l'expérimentation en laboratoire, l'expérimentation in situ et l'étude numérique.

Je me suis trouvé confronté à de nombreux problèmes comme avoir à traiter beaucoup des données, rencontrer des échecs et des incohérences, ce qui m'a obligé à mettre en œuvre plusieurs propositions de corrections, ce qui a enrichi le retour d'expérience.

BIBLIOGRAPHIES

BIBLIOGRAPHIE

AUTUGELLE. C. : (Etude des métaux lourds transportés par les eaux de ruissellement). Synthèse bibliographique). Hydroscope. 49p. 1994

AHN. G, AND JAMES, R.T.: (Variability, Uncertainty, and Sensitivity of Phosphorus Deposition Load Estimates in South Florida). Water Air Soil Poll. 126:37.2001.

AZZOUT Y, BARRAUD S, CRES F N, ALFAKIH E : (Techniques alternatives en assainissement pluvial), Lavoisier Tech et doc, Paris, 372p. 1994.

ADAMSSON Å., STOVIN V., BERGDAHL L. (Bed shear boundary condition for storage tank sedimentation), Journal of Environmental Engineering, Vol. 129 (7), July 1, 651-658. 2003.

BARRETT M. E., WALSH P. M., MALINA, J. F., JR and CHARBENEAU, R. J.: (Performance of vegetative controls for treating highway runoff). J. Envir. Engrg., ASCE, 124(11), 1121–1128. 1998.

BACHOC. A, CHEBBO. G, LAPLACE. D. (Revue bibliographique sur les solides en réseaux d'assainissement, en collaboration avec la Cergrene et l'IMFT (institut de mécanique des fluides de Toulouse) 1992.

BACHOC. A, MOUCHEL. J M. et al (La pollution des rejets pluviaux urbains : son importance, ses caractéristiques, quelques éléments sur ces origines et son interception). In : Rejets Urbains de temps de pluie : pollution et nuisance.3eme journées Sciences &Techniques de l'environnement. Paris. 1992.

CLAYTOR R.A. and T.R. SCHUELER. (Design of Stormwater Filtering Systems. Centre for Watershed Protection), MD, USA. 1996.

CHOCAT B. (Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement). Paris: Lavoisier Tec & Doc, 1124 p. 1997.

CALABRESE R.V., MIDDLEMAN S. (1979)(The dispersion of discrete particles in a turbulent fluid field), AIChe Journal, Vol. 25, 1979, 1025-1035.

COLANDINI V. : (Effet des structures réservoirs à revêtement poreux sur les eaux pluviales : qualité des eaux et devenir des métaux lourds). Thèse de Doctorat. Nantes: Université de Pau et des Pays de l'Adour, 171 p. 1997.

COLANDINI Valérie ; (Effets des structures réservoirs à revêtement poreux sur les eaux pluviales : Qualité des eaux et devenir des métaux lourds). Thèse de doctorat Université de Pau et pays de l'Adour. 1997.

CERTU, L'assainissement pluvial intégré dans l'aménagement, , Référence n°67, 195 pages, 2008.

CERTU. Techniques alternatives aux réseaux d'assainissement pluvial, éléments-clés pour leur mise en œuvre. ; 1998.

CERTU. (L'assainissement pluvial intégré dans l'aménagement), Référence n°67, 195 pages, 2008.

DAVIS A. P, M. SHOKOUHIAN and NI, S.B. (Loading Estimates of Lead, Copper, Cadmium, and Zinc in Urban Runoff from Specific Sources). Chemosphere. 44 : 997. 2001.

DUFRESNE M. (la modélisation 3D du transport solide dans les bassins en assainissement : du pilote expérimental a l'ouvrage réel) Thèse de doctorat, l'Université Louis Pasteur Strasbourg1 2008, 228 P. 2008

DRAPPER, D. TOMLINSON, R. AND WILLIAMS, P: (Pollutant Concentrations in Road Runoff: Southeast Queensland Case Study). J. Environ. Eng. 126, 3 13. 2000.

DURAND M.C, (Caractérisation physico-chimique des produits de l'assainissement pluvial. Origine et devenir des métaux traces et des polluants organiques). Thèse de doctorat, université de Poitiers 2003.

EMERSON D. (Restricting phosphorus key to surface water management). BioCycle. 44(2) : 48-52. 2003.

Franklin institue recherche Laboratory.investigations porous pavement for urban runoff control.US EPA, water pollution control, ,310p 1972

GRIFFOND, O. (L'eau et les grandes infrastructures de transport en zone non urbain). 1993

GROMAIRE-MERTZ, M. CHEBBO, G.; and SAAD, M. (Origins and Characteristics of Urban Wet Weather Pollution in Combined Sewer Systems-The Experimental Urban Catchment «Le Marais" in Paris). Proc. 2nd Int. Conf. The Sewer as a Physical, Chemical and Biological Reactor, Aalborg, Den. 1997.

GROMAIRE-MERTZ M.C. : (La pollution des eaux pluviales urbaines en réseau d'assainissement unitaire). Thèse de l'école nationale des ponts et chaussées. 495p. 1998

GRANGE D., DEUTSCH J.C. (1986). Qualité des eaux de pluie : comparaison des flux polluants avant et après ruissellement. XIX^{èmes} journées de l'hydraulique, SHF, Paris 9-11

Septembre, L'impact des activités humaines sur les eaux continentales – Question II imperméabilisation des bassins versants, rapport n°II.2.

GRAF W.H. (Hydraulics of Sediment Transport), Water Resources Publication, Littleton Colorado, 1984, 481 p. 1984.

GUIDE DE GESTION DES EAUX DE PLUIE ET DE RUISSELEMENT, communauté d'agglomération de GRAND TOULOUSE.

HEDLEY, G; LOCKLEY, J. (Quality of water discharged from an urban motorway. Water Pollution Control). 74, 6, 659-67. 1975.

HOGLAND W, NIEMCZYNOWICZ J, WAHLMAN T. The unit superstructure during the construction periode. The Science of the Total Environment .59.PP.411-424. 1987

JORDAN, T. E., CORREL, D. L. and WELLER, D. E. (Nonpoint Source Discharges of Nutrients from Piedmont Watersheds of Chesapeake Bay). J. Am. Water Resour. Assoc., 33,3,631. 1997.

KARLEN, C.; ODNEVALL WALLINDER, I.; HEIJERICK, D.; LEYGRAF, C. (Runoff rates, chemical speciation and bioavailability of copper released from naturally patinated copper). Environmental Pollution, 120(3), 691- 700.2002.

LIN M., ASHWORTH P.J., BEST J.L., ELLIOTT L., INGHAM D.B. AND WHITCOMBE L.J. (Computational fluid dynamics and the physical modelling of an upland urban river), *Geomorphology*, Vol. 44, 375- 391.2002.

LAUNAY K. (Analyse de modèles Lagrangiens de prédiction de dispersion turbulente et proposition d'un modèle intégrant la turbulence vue par la particule), Thèse de doctorat, Université de Strasbourg I, 1998, 198 p. 1998.

LHRSP. (Etude des métaux lourds transportés par les eaux de ruissellement). Rapport d'étude. Centre International de l'eau de Nancy, Agence de l'eau Rhin Meuse, LHRSP 56p. 1994.

LEGRETM, DEMARE D, BALADES J.D, MADIEC H, 1992 ; (Etude de la pollution par métaux lourds sur un site d'infiltration des eaux pluviales). Novatech. Lyon 1992 .

LAUNDER B., SPALDING D. (1974) « The numerical computation of turbulent flows », *Computational Methods in Applied Mechanical Engineering*, Vol 3, 1974, pp 269- 289.

MERLE J.-P. Synthèse de l'efficacité des ouvrages de traitement des eaux pluviales routières. Rapport d'études, ASFA, 1999.

MIQUAEL G., (Rapport sur la qualité de l'eau d'assainissement en France) 2002.

MA, J.-S.; KHAN, S.; LI, Y.-X.; KIM, L.-H.; HA, S.; LAU, S.-L.; KAYHANIAN, M.; STENSTROM, M.K. (First flush phenomena for highways: How it can be meaningfully defined. Global Solutions for Urban Drainage), Proc. of the Ninth Int. ConJ on Urban Drainage, Sept 8-13 2002, Portland, OR, CD-ROM. 2002.

NOWAKOWSKA-BLASZCZYK A, ZAKRZEWSKI J. (The sources and phases of increase o pollution in runoff waters in route to receiving waters). Proceeding of ICUSD '96, 7th International Conference on Urban Storm Drainage, sept 9-13, Hannover. p. 49-54. 1996.

PAGOTTO, C. (Étude sur l'émission et le transfert dans les eaux et les sols des traces métalliques et des hydrocarbures en domaine routier). Thèse de doctorat, université de Poitiers, 252 p. 1999.

POTDEVIN P, (planches comparatives d'enrobés drainants de la RN 76 dans le département du Cher, bilan à 7 ans). In revue générale des routes et Aérodrômes n°747. 1997.

RANCHET J, PENAUD F, LE GRAND R, CONSTANT A, OBRY P, SOUDIENU B. (Comparaison d'une chaussée pavée et d'une chasse drainante du point de vue de leur comportement hydraulique et de leur impact sur la dépollution des eaux pluviales).

Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées. PP. 67-72. 1993.

RODI W. (Turbulence models and their application in hydraulics – A state of art review), 2nd edn, IAHR, The Netherlands, 1984.

SAGET. V. (Base de données sur la qualité des rejets urbains de temps de pluie : distribution de la pollution rejetée, dimensions des ouvrages d'interception). Thèse de l'école nationale des ponts et chaussées 227p. 1994

STOTZ, G., and KRAUTH, K. (The Pollution of effluents from pervious pavements of an experimental highway section: first results). The Science of the Total Environment, Vol. 146/147, 465-470. 1994.

SAKAKIBARA, T. Roof Runoff Storm Water Quality. Proc. 7th Int. Con on Urban Storm Drainage, Hannover, Germany, IAHR/IAWQ Joint Committee on Urban Storm Drainage, 157. 1996.

SCHIFF, K.; STOLZENBACH, K. Contribution of trace metals via atmospheric deposition to Santa Monica Bay and the Santa Monica Bay watershed. TMDL 2003 Conj: Proc. Water Environment Federation. CD ROM. 2003.

SCHUELER, T.R., KUMBLE, P.A., HERATY, M.A., A Current Assessment of Urban Best Management Practices, Techniques for Reducing Non-Point Source Pollution in the Coastal Zone, Anacostia Restoration Team, Department of Environmental Programs, Metropolitan Washington Council of Governments, Washington, DC. 1992.

STRYNCHUK, J.; ROYAL, J.; ENGLAND, G. (Study of decomposition of grass and leaves. In: Practical Modeling of Urban Water Systems), Monograph 11. Edited by W. James. 373. 2003.

SIMPSON, T. and S. WEAMMERT.. Developing Nitrogen, Phosphorus and Sediment Reduction Efficiencies for Tributary Strategy Practices. BMP Assessment: Final Report. University of Maryland/Mid-Atlantic Water Program. 2009.

SCHIESTEL, R (les écoulements turbulents : modélisation et simulation) Edition HERMES, 505 p. 1998.

STOVIN V. R., SAUL A. J., DRINKWATER A., CLIFFORDE I. (Field testing CFD-based predictions of storage chamber gross solids separation efficiency), Water Science and Technology, Vol. 39 (9), 161-168.

STOVIN, V.R. (The prediction of Sediment deposition in storage chambers based on laboratory observations and numerical simulation), PhD Thesis, The University of Sheffield, UK. 1996.

STOVIN V. R., SAUL A. J. (A Computational Fluid Dynamics (CFD) particle tracking approach to efficiency prediction), Water Science and Technology, Vol. 37 (1), 285-293. 1998.

SINNIGER R.O., HAGER W.H. (Constructions hydrauliques – Écoulements Stationnaires), Traité de Génie Civil, Volume 15, L'école polytechnique fédérale de Lausanne, Publié sous la direction de René Walther, Presses polytechniques Romandes, 439 p. 1989.

STBA. Eau et aéroport, Conception et dimensionnement des réseaux de drainage des aéroports, 57 pages, 2000.

STU. la maîtrise des eaux pluviales. Des solutions « sans tuyau » dans l'agglomération de Bordeaux. Paris, les éditions du STU p 63. 1993.

SCHUELER, T. R. Technical. Comparative Pollutant Removal Capability of Urban BMPs: A Reanalysis. Watershed Protection Techniques. Vol. 2, No. 4. June 1997.

SETRA, (pollution de proximité par voie aérienne : constat et perspectives). Guide technique, service d'études techniques des routes et autoroutes, 1995.

SETRA. « L'eau et la route : problématique des milieux aquatiques »

Rapport technique volume 1, Service d'études techniques des routes et autoroutes, 1993.

SETRA (Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes). L'eau et la route, volume 7 : Les dispositifs de traitement des eaux pluviales.. ISBN : 2-11-085815 X. 1997

TASSIN B. et THEVENOT D, rejets urbains par temps de pluie : pollutions et nuisances, actes des troisièmes journées du diplôme d'études approfondies de sciences et techniques de l'environnement, mai 1992.

TSAI, P., HANSEN, E., and LEE, K. Atmospheric Deposition of Trace Metals in San Francisco Bay Area. WEFTEC 2001 Con\$ Proc. CD-ROM. 2001.

TIRETON V. (Techniques compensatoires en assainissement pluvial : dépollution des eaux de ruissellement dans une chaussée réservoir). Mémoire de fin d'études. Formation M.S.T. « Géotechnique Environnementale ». Université de Bordeaux. 25 pages. 1993.

VERSTEEG HK, MALALASEKERA W. an introduction to computational fluid dynamics. Prentice Hall. 1995.

VALIRON F. et J.-P ; TABUCHI, (Maîtrise de la pollution urbaine par temps de pluie, état de l'art), Tec&Doc – Lavoisier, 1992.

WADA, Y., MIURA, H., AND MURAOKA, O . (Influence of Discharge Pollutants from the Highway at Rainfall on Water Quality of the Public Water Body). Proc. 7th Int. Con\$ on Urban Storm Drainage, Hannover, Germany, IAHIUIAWQ Joint Committee on Urban Storm Drainage, 461. 1996.

United States Environmental Protection Agency (US.EPA), Office of Water Washington, D.C. storm water technology fact sheet. October 2000.

WILCOX D.C., Turbulence modeling for CFD. DCW Industries, Inc, La Canada, California, 1998.

XANTHOPOULOS C., HAHN H.H. (1993). Anthropogenic pollutants wash-off from street surfaces. Proceeding of ICUSD '93, 6th International Conference on urban storm drainage, sept 12-17, 1993, Niagara Falls. p. 417-422.

YOUSEF, Y. A., WANIELISTA, M. P., AND HARPER, H. H. (1985). "Removal of highway contaminants by roadside swales." Transp. Res. Rec. 1017: Surface Drainage and Highway Runoff Pollutants, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 62-68.

YAZIZ M.I., GUNTING H., SAPARI N., GHAZALI A.W. (1989). Variations in rainwater quality from roof catchments. Water Research, vol. 23, n°6, p. 761-765.

ZUG M. (Modélisation conceptuelle de la pollution par temps de pluie en réseau d'assainissement), Thèse de doctorat de l'ULP, avril 1998, 241 p. 1998

(Maîtrise de la pollution urbaines par temps de pluie »

Quelle est l'action des toitures végétalisées ?, Environnement-online.com.

<http://www.environnement-online.com/presse/environnement/actualites/918/eaux-pluviales/quelle-est-laction-des-toitures-vegetalisees>

Audition de MM. Georges RAIMBAULT et Michel LEGRET, Directeurs de recherche au Laboratoire central des Ponts & Chaussées (LCPC) de Nantes (février 2002)

Service d'études techniques des routes et autoroutes. SETRA, CSTR 1993.

Le guide technique des retenues d'eaux pluviales du STU (Lavoisier 1994)

Gestion des eaux pluviales dans les projets d'aménagements : Guide technique volume 2, Préfecture d'Indre-et-Loire, 116 pages, 2008.

AGENCE DE L'EAU Artois Picardie.

ADOPTA, www.adopta.free.fr

SEMERU, documentation technique

ADOPTA «Association Douaisienne pour la Promotion des Techniques Alternatives »

Toitures vertes : évacuation des eaux pluviales, CSTB. 2006

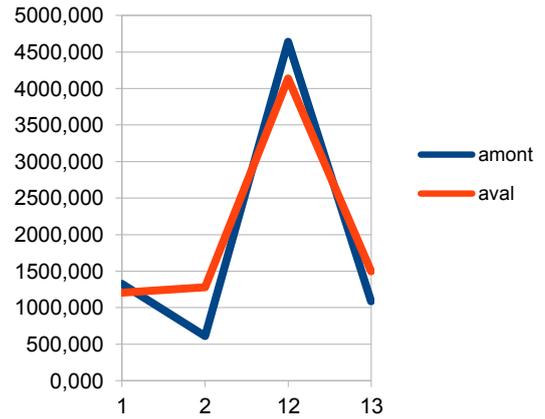
ANNEXES

ANNEXE -A-

**Résultats d'analyse de MES (mg/l)
(GAYANT EXPO et Estrées)**

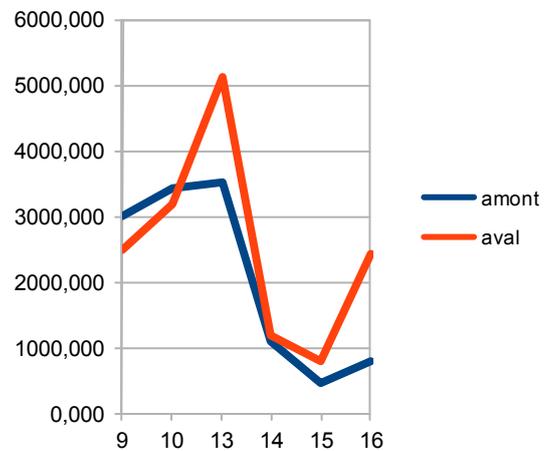
Date de prélèvement	29/03/10	
site	Estrées	
Polluant	matière en suspension MES	
n°ordre	amont	aval
1	1326,000	1204,000
2	610,000	1278,000
12	4640,000	4136,000
13	1088,000	1496,000

rendement **-0,058716075**
moyen



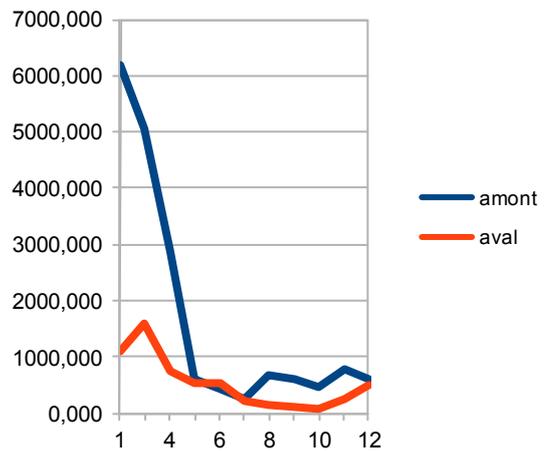
Date de prélèvement	30/03/10	
site	Estrées	
Polluant	matière en suspension MES	
n°ordre	amont	aval
9	2988,000	2498,000
10	3424,000	3196,000
13	3528,000	5124,000
14	1080,000	1184,000
15	458,000	778,000
16	786,000	2424,000

rendement **-0,239726027**
moyen

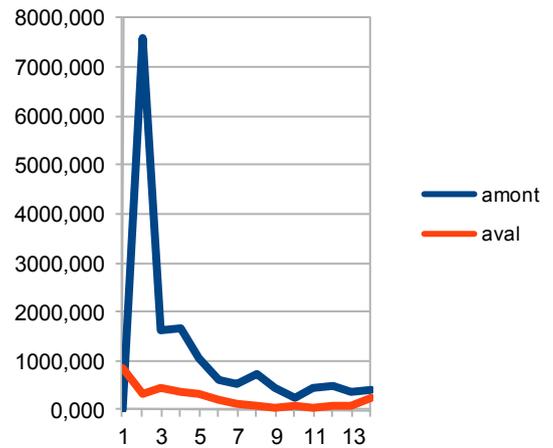


Date de prélèvement	13/07/10	
site	Estrées	
Polluant	matière en suspension MES	
n°ordre	amont	aval
1	6194,000	1086,000
3	5048,000	1605,000
4	2866,000	729,000
5	618,000	536,000
6	431,000	532,000
7	257,000	209,000
8	686,000	152,000
9	595,000	98,000
10	475,000	67,000
11	784,000	248,000
12	592,000	495,000

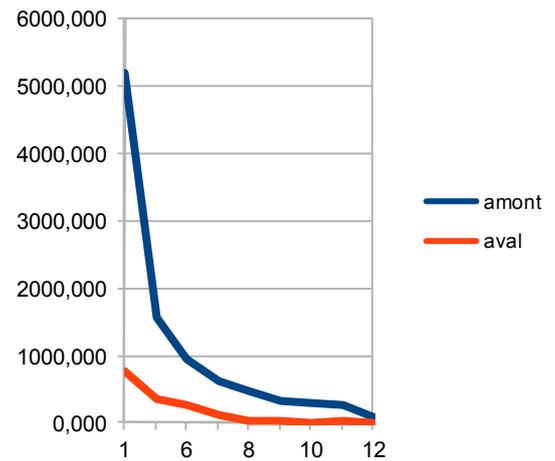
rendement **0,689582659**
moyen



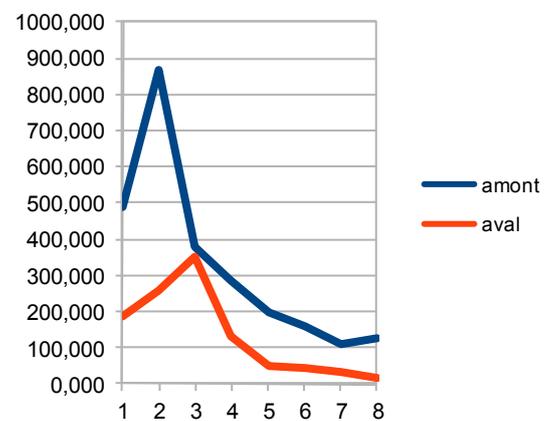
Date de prélèvement	15/07/10	
site	Estrées	
Polluant	matière en suspension MES	
n°ordre	amont	aval
1	0,000	860,000
2	7600,000	340,000
3	1640,000	460,000
4	1660,000	380,000
5	1040,000	320,000
6	620,000	220,000
7	520,000	140,000
8	720,000	100,000
9	440,000	40,000
10	240,000	80,000
11	440,000	60,000
12	500,000	80,000
13	360,000	80,000
14	400,000	260,000
rendement moyen	0,841779975	



Date de prélèvement	26/07/10	
site	Estrées	
Polluant	matière en suspension MES	
n°ordre	amont	aval
1	5202,000	773,000
2	1552,000	362,000
6	934,000	257,000
7	628,000	129,000
8	477,000	20,000
9	329,000	39,000
10	289,000	11,000
11	278,000	29,000
12	96,000	0
rendement moyen	0,832800083	



Date de prélèvement	19/08/10	
site	Estrées	
Polluant	matière en suspension MES	
n°ordre	amont	aval
1	490,000	185,000
2	868,000	256,000
3	379,000	349,000
4	283,000	134,000
5	200,000	49,000
6	159,000	43,000
7	108,000	35,000
8	125,000	19,000
Rendement moyen	0,590	

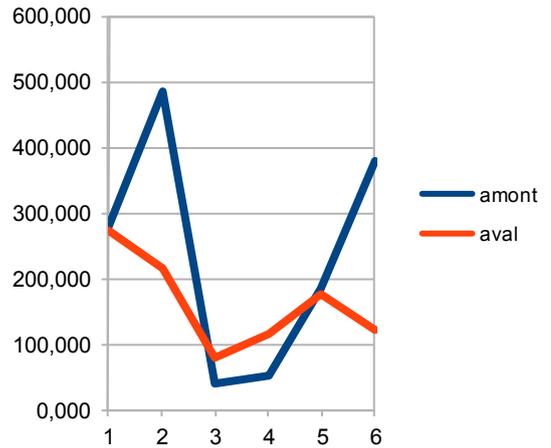


Annexe-A-

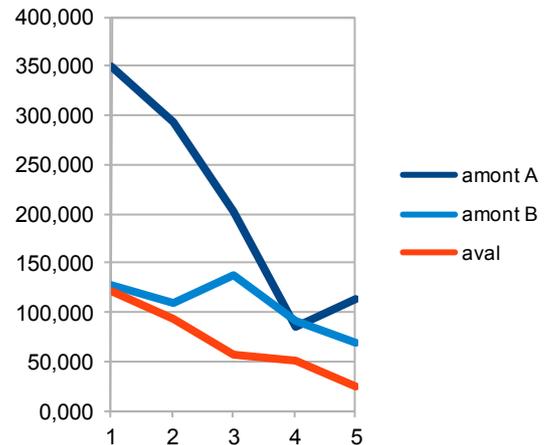
Date de prélèvement	25/08/10		
site	Estrées		
Polluant	matière en suspension MES		
n°ordre	amont A	amont B	aval
1	350,000	128,000	122,000
2	293,000	109,000	92,000
3	203,000	138,000	56,000
4	85,000	91,000	50,000
5	113,000	68,000	25,000

1A		
1B		
2A		
2B		
3A		
3B		
4A		
4B		
5A		
5B		

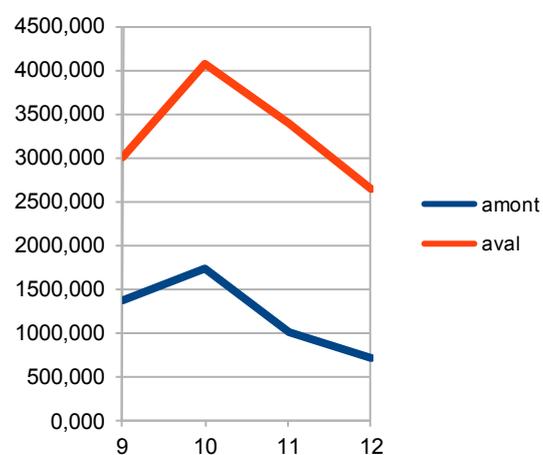
rendement **0,66954023** **0,353932584**
moyen



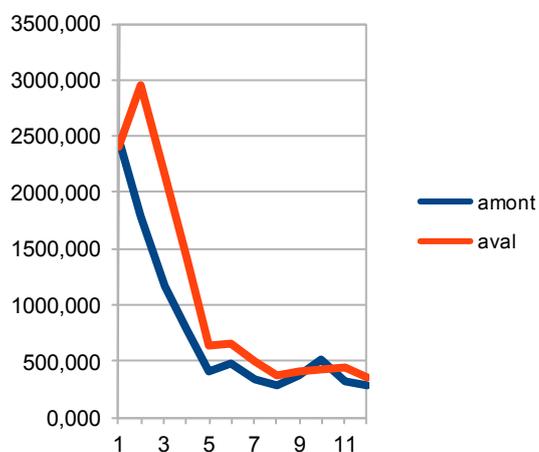
Date de prélèvement	29/08/10	
site	Estrées	
Polluant	matière en suspension MES	
n°ordre	amont	aval
1	279,000	273,000
2	484,000	215,000
3	38,000	80,000
4	52,000	114,000
5	186,000	175,000
6	378,000	120,000
rendement		
moyen	0,310515173	



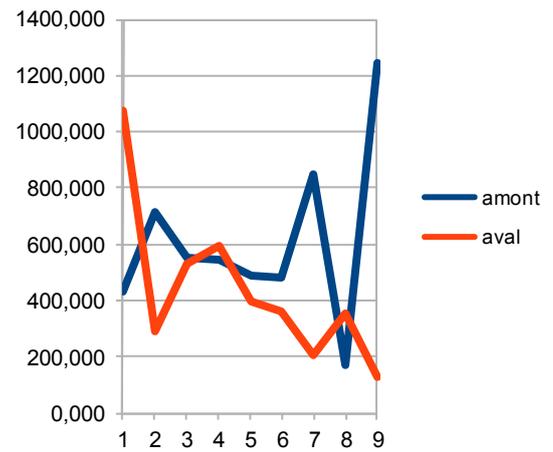
Date de prélèvement	27/05/10	
site	Douai	
Polluant	matière en suspension MES	
n°ordre	amont	aval
9	1374,000	3004,000
10	1728,000	4064,000
11	996,000	3388,000
12	712,000	2628,000
17		
18		
19		
20		
rendement moyen		-1,72016632



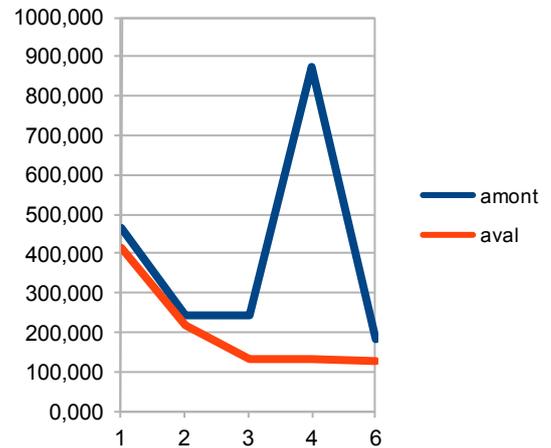
Date de prélèvement	08/06/10	
site	Douai	
Polluant	matière en suspension MES	
n°ordre	amont	aval
1	2470,000	2410,000
2	1790,000	2960,000
3	1170,000	2160,000
4	770,000	1420,000
5	410,000	640,000
6	480,000	650,000
7	330,000	490,000
8	280,000	380,000
9	370,000	410,000
10	520,000	430,000
11	320,000	440,000
12	280,000	360,000
rendement moyen		-0,387377584



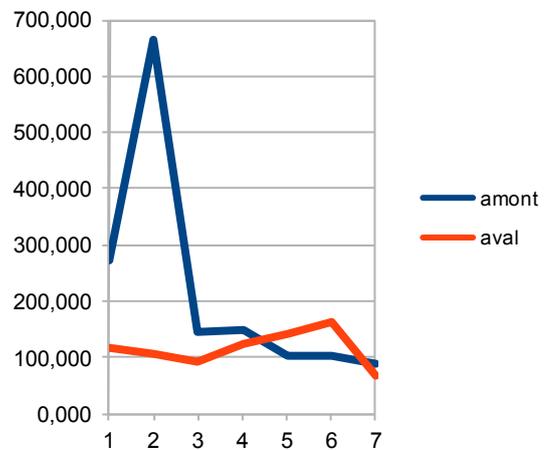
Date de prélèvement	13/07/10	
site	Douai	
Polluant	matière en suspension MES	
n°ordre	amont	aval
1	432,000	1073,000
2	714,000	289,000
3	548,000	533,000
4	542,000	597,000
5	487,000	394,000
6	482,000	359,000
7	846,000	207,000
8	173,000	354,000
9	1243,000	125,000
rendement moyen	0,098958333	



Date de prélèvement	26/07/10	
site	Douai	
Polluant	matière en suspension MES	
n°ordre	amont	aval
1	463,000	416,000
2	241,000	215,000
3	243,000	131,000
4	875,000	130,000
6	184,000	126,000
16		
17		
18		
19		
21		
rendement moyen	0,492522433	



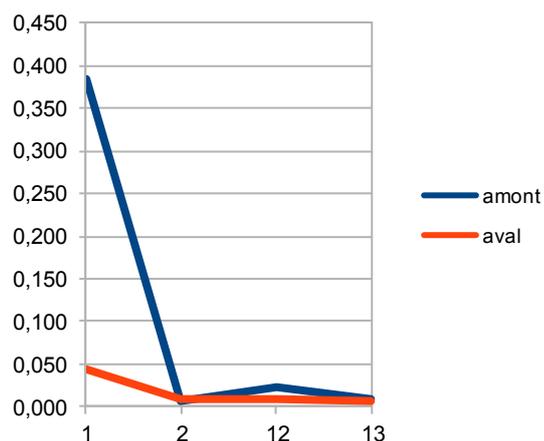
Date de prélèvement	19/08/10	
site	Douai	
Polluant	matière en suspension MES	
n°ordre	amont	aval
1	271,000	117,000
2	664,000	107,000
3	145,000	91,000
4	149,000	122,000
5	104,000	142,000
6	102,000	163,000
7	89,000	68,000
rendement moyen	0,468503937	



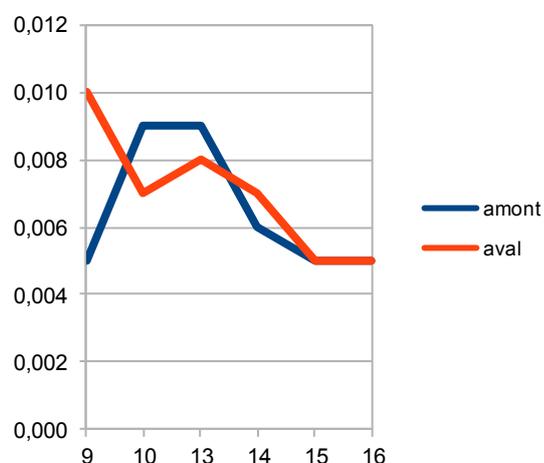
ANNEXE -B-

**Résultats d'analyse de Métaux
(GAYANT EXPO et Estrées)**

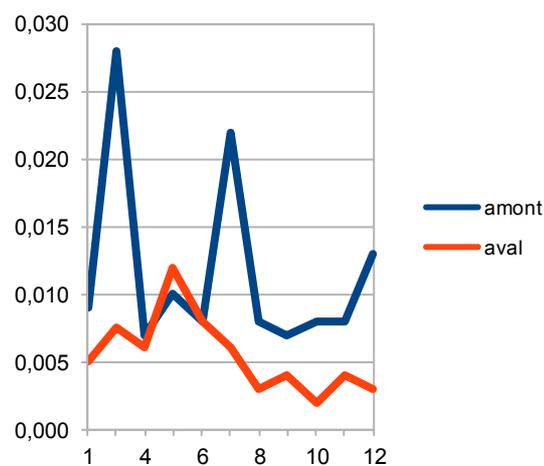
Date de prélèvement	29/03/10	
site	Estrées	
Polluant	cuivre	
n°ordre	amont	aval
1	0,383	0,043
2	0,007	0,010
12	0,023	0,010
13	0,009	0,007
rendement moyen	0,834123223	



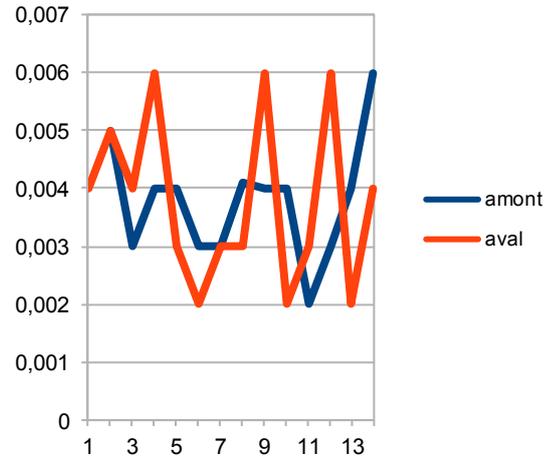
Date de prélèvement	30/03/10	
site	Estrées	
Polluant	cuivre	
n°ordre	amont	aval
9	0,005	0,010
10	0,009	0,007
13	0,009	0,008
14	0,006	0,007
15	0,005	0,005
16	0,005	0,005
17		
18		
21		
22		
23		
24		
rendement moyen	-0,076923077	



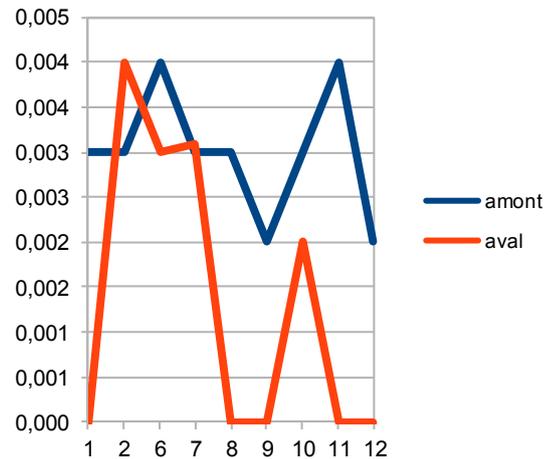
Date de prélèvement	13/07/10	
site	Estrées	
Polluant	cuivre	
n°ordre	amont	aval
1	0,009	0,005
3	0,028	0,008
4	0,007	0,006
5	0,010	0,012
6	0,008	0,008
7	0,022	0,006
8	0,008	0,003
9	0,007	0,004
10	0,008	0,002
11	0,008	0,004
12	0,013	0,003
rendement moyen	0,638888889	



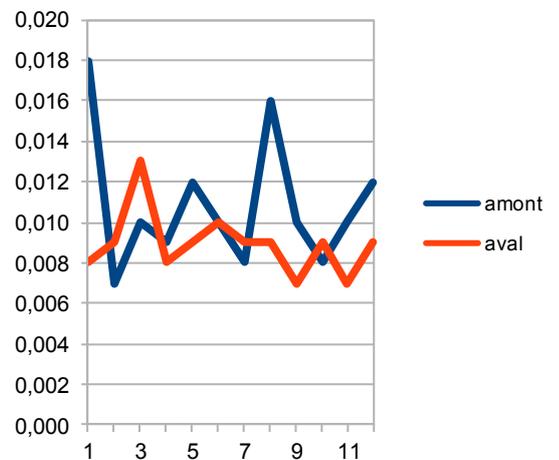
Date de prélèvement	15/07/10	
site	Estrées	
Polluant	cuivre	
n°ordre	amont	aval
1		0,004
2	0,005	0,005
3	0,003	0,004
4	0,004	0,006
5	0,004	0,003
6	0,003	0,002
7	0,003	0,003
8	0,004	0,003
9	0,004	0,006
10	0,004	0,002
11	0,002	0,003
12	0,003	0,006
13	0,004	0,002
14	0,006	0,004
rendement moyen		0,00203666



Date de prélèvement	26/07/10	
site	Estrées	
Polluant	cuivre	
n°ordre	amont	aval
1	0,003	0,000
2	0,003	0,004
6	0,004	0,003
7	0,003	0,003
8	0,003	0,000
9	0,002	0,000
10	0,003	0,002
11	0,004	0,000
12	0,002	0
rendement moyen		0,516



Date de prélèvement	08/06/10	
site	Douai	
Polluant	cuivre	
n°ordre	amont	aval
1	0,018	0,008
2	0,007	0,009
3	0,010	0,013
4	0,009	0,008
5	0,012	0,009
6	0,010	0,010
7	0,008	0,009
8	0,016	0,009
9	0,010	0,007
10	0,008	0,009
11	0,010	0,007
12	0,012	0,009



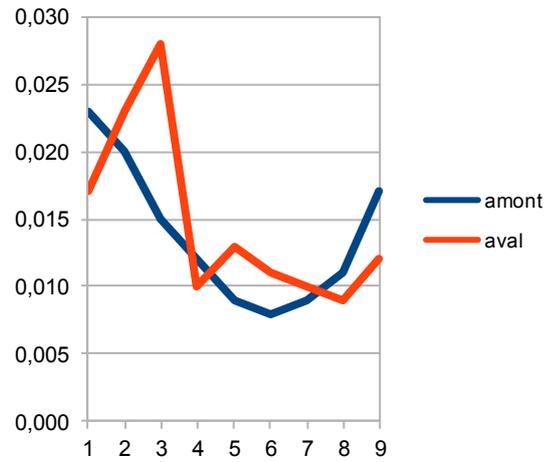
rendement moyen

0,176923077

Date de prélèvement	13/07/10	
site	Douai	
Polluant	cuivre	
n°ordre	amont	aval
1	0,023	0,017
2	0,020	0,023
3	0,015	0,028
4	0,012	0,010
5	0,009	0,013
6	0,008	0,011
7	0,009	0,010
8	0,011	0,009
9	0,017	0,012

rendement moyen

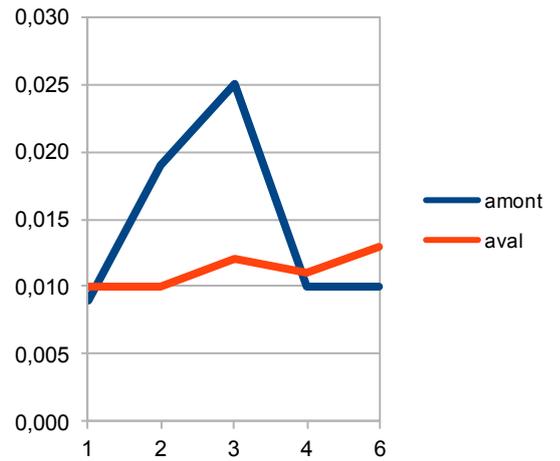
-0,072580645



Date de prélèvement	26/07/10	
site	Douai	
Polluant	cuivre	
n°ordre	amont	aval
1	0,009	0,010
2	0,019	0,010
3	0,025	0,012
4	0,010	0,011
6	0,010	0,013
16		
17		
18		
19		
21		

rendement moyen

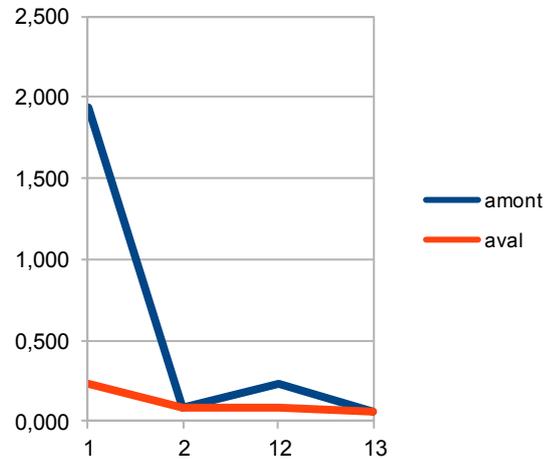
0,232876712



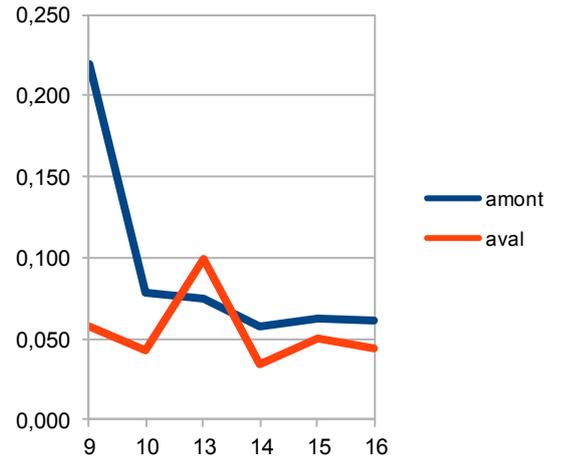
Date de prélèvement	29/03/10	
site	Estrées	
Polluant	zinc	
n°ordre	amont	aval
1	1,933	0,234
2	0,087	0,081
12	0,236	0,086
13	0,063	0,063

rendement moyen

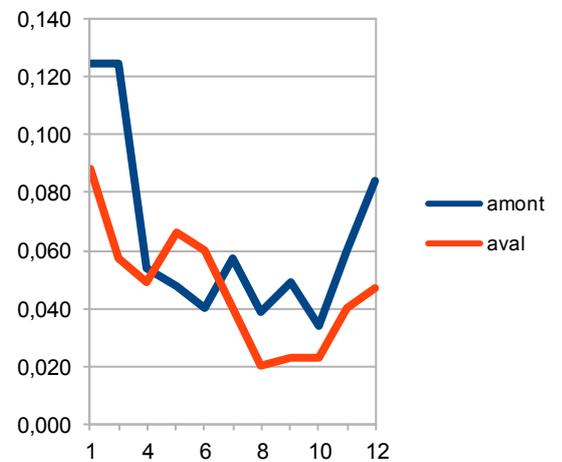
0,799913756



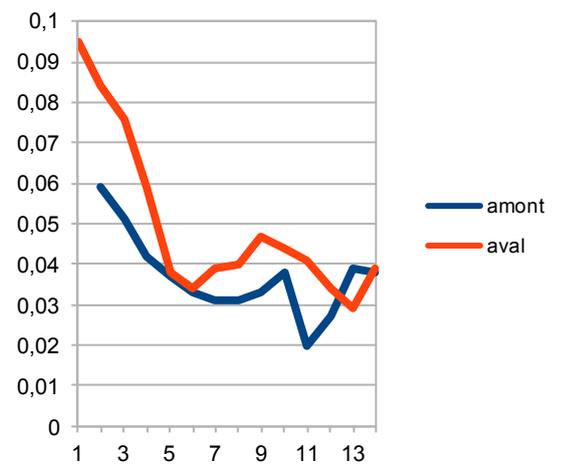
Date de prélèvement	30/03/10	
site	Estrées	
Polluant	zinc	
n°ordre	amont	aval
9	0,219	0,057
10	0,078	0,043
13	0,075	0,099
14	0,058	0,034
15	0,063	0,050
16	0,061	0,044
rendement moyen	0,409214092	



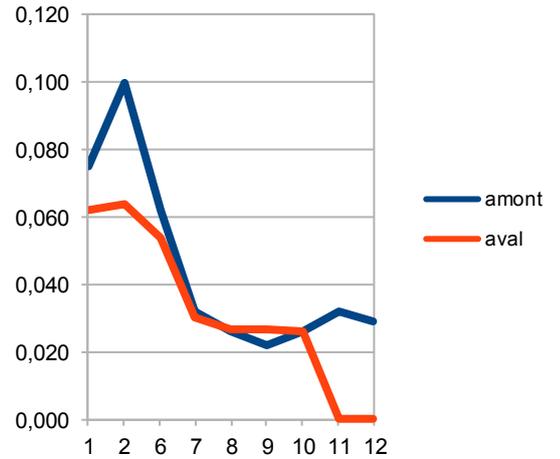
Date de prélèvement	13/07/10	
site	Estrées	
Polluant	zinc	
n°ordre	amont	aval
1	0,125	0,088
3	0,125	0,057
4	0,054	0,049
5	0,048	0,066
6	0,040	0,060
7	0,057	0,040
8	0,039	0,020
9	0,049	0,023
10	0,034	0,023
11	0,060	0,040
12	0,084	0,047
rendement moyen	0,282517483	



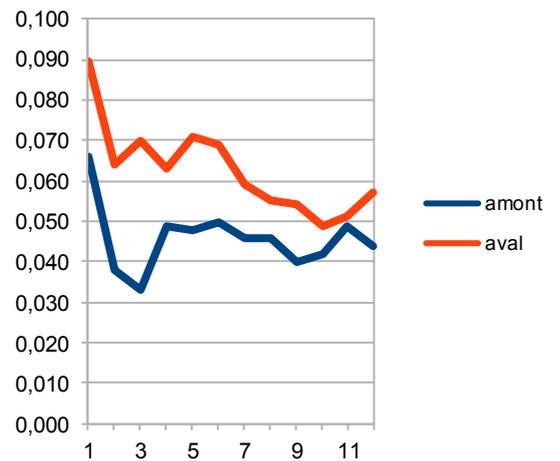
Date de prélèvement	15/07/10	
site	Estrées	
Polluant	zinc	
n°ordre	amont	aval
1		0,095
2	0,059	0,084
3	0,051	0,076
4	0,042	0,059
5	0,037	0,038
6	0,033	0,034
7	0,031	0,039
8	0,031	0,040
9	0,033	0,047
10	0,038	0,044
11	0,020	0,041
12	0,027	0,034
13	0,039	0,029
14	0,038	0,039
rendement moyen	-0,260960334	



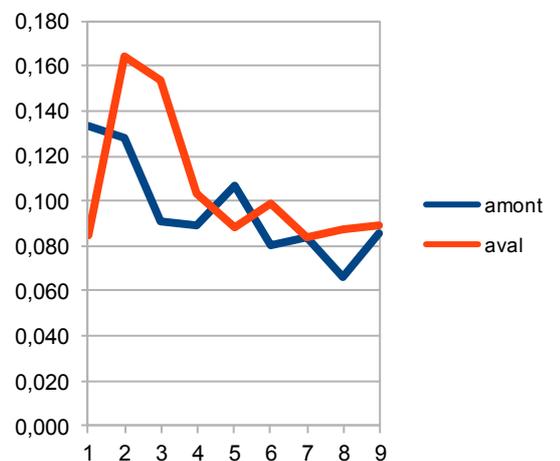
Date de prélèvement	26/07/10	
site	Estrées	
Polluant	zinc	
n°ordre	amont	aval
1	0,075	0,062
2	0,100	0,064
6	0,062	0,054
7	0,032	0,030
8	0,026	0,027
9	0,022	0,027
10	0,026	0,026
11	0,032	0,000
12	0,029	0
rendement moyen	0,22666667	



Date de prélèvement	08/06/10	
site	Douai	
Polluant	zinc	
n°ordre	amont	aval
1	0,066	0,090
2	0,038	0,064
3	0,033	0,070
4	0,049	0,063
5	0,048	0,071
6	0,050	0,069
7	0,046	0,059
8	0,046	0,055
9	0,040	0,054
10	0,042	0,049
11	0,049	0,051
12	0,044	0,057
rendement moyen	-0,363883848	

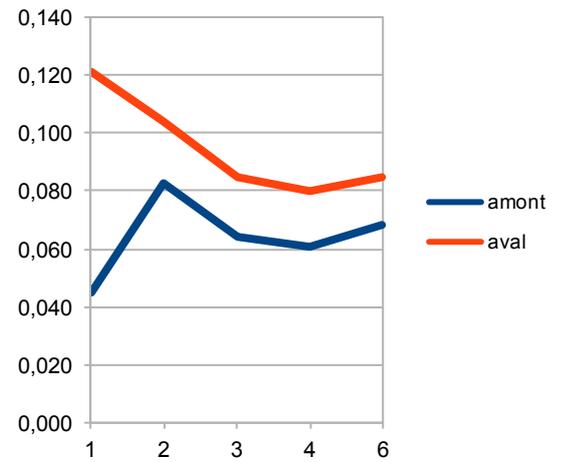


Date de prélèvement	13/07/10	
site	Douai	
Polluant	zinc	
n°ordre	amont	aval
1	0,133	0,085
2	0,128	0,164
3	0,091	0,154
4	0,089	0,103
5	0,107	0,088
6	0,080	0,099
7	0,084	0,084
8	0,066	0,088
9	0,086	0,089



rendement moyen**-0,103587963**

Date de prélèvement	26/07/10	
site	Douai	
Polluant	zinc	
n°ordre	amont	aval
1	0,045	0,121
2	0,083	0,104
3	0,064	0,085
4	0,061	0,080
6	0,068	0,085

rendement moyen**-0,479750779**

ANNEXE -C-

Transport solide

1. Transport solide

1.1. Mécanismes de transport de la pollution particulaire

Le transport des pollutions particulaires peut être classé en différents modes correspondant à des mécanismes physiques de base distincts [GRAF. 1984] : le transport par charriage qui caractérise les particules se déplaçant en glissant, en roulant ou en faisant des petits bonds sur le fond ; le transport en suspension qui concerne les particules se déplaçant par bonds (relativement longs) et restant entourées d'eau, le transport en suspension intrinsèque ou transport en solution qui caractérise les particules emportées par l'écoulement et ne se déposant jamais.

La (figure 140) montre les modes de transport de la pollution particulaire [ZUG M. 1998].

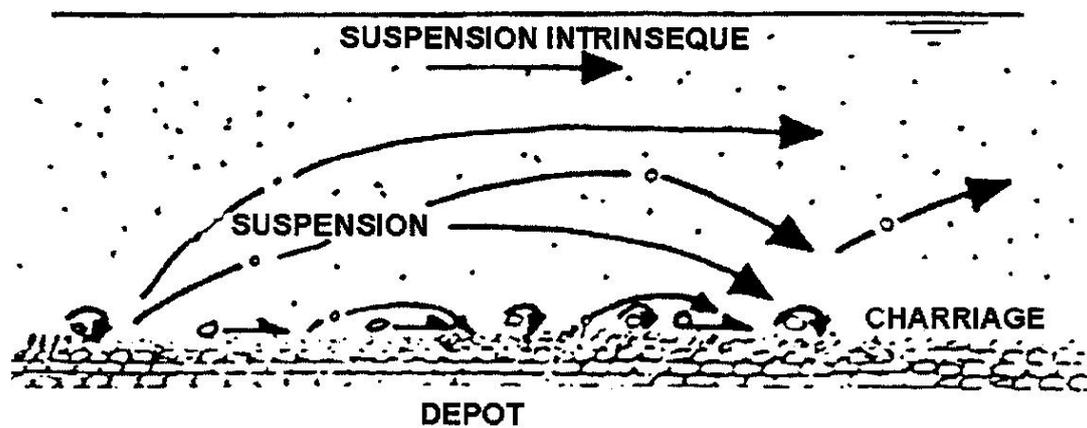


Figure 140 : principaux modes de transport de la pollution particulaire

1.2. Modèles 3D de transport solide

Au sein de l'écoulement liquide, le transport solide constitue un écoulement biphasique. L'eau est la première phase. La seconde est constituée par les particules solides. On distingue deux approches pour décrire un tel écoulement :

- × l'approche euléro-lagrangienne,
- × l'approche euléro-eulérienne.

FLUENT propose deux modèles particuliers, le modèle « particle tracking » fondé sur l'approche lagrangienne et le modèle eulérien granulaire (phase solide traitée comme un fluide) fondé sur l'approche eulérienne.

Pour pouvoir écrire les équations en écoulement diphasique, il est important de recenser les forces significatives. Les forces s'exerçant sur une particule isolée sont :

- Son poids
- La poussée d'Archimède
- La force de traînée
- La force de portance
- La force de masse ajoutée

1.2.1. Modèle euler-lagrange (particle tracking)

Le modèle « particle tracking » présente plusieurs avantages [STOVIN *et al.*, 1999]. Ainsi, les trajectoires de différents types de particules peuvent être simulées. Il est applicable aux écoulements à surface libre.

On peut calculer par ce modèle les trajectoires des particules en formulation lagrangienne, en prenant en compte l'inertie des particules, les lois hydrodynamiques de traînée et la force de gravité en régime stationnaire ou transitoire. On peut aussi prédire les effets de la turbulence sur la phase dispersée, effets dus à la présence des tourbillons dans la phase continue, et résoudre des problèmes de transfert thermique fluide-particules ou particules-particules (réchauffement ou refroidissement).

Les inconvénients de ce modèle [STOVIN et SAUL. 1998 ; STOVIN *et al.* 1999] sont :

- les particules sont toujours considérées comme étant sphériques,
- la présence des sédiments n'influence pas l'écoulement,
- une multitude des paramètres de simulation (nombre de pas de temps, critères de décantation...) reste difficile à préciser.

1.2.1.1. Equation du mouvement

La trajectoire de la particule est obtenue en intégrant l'équation de quantité de mouvement en utilisant la description lagrangienne. En la projetant sur l'axe des x , Fluent (2001) propose le bilan de forces écrit dans l'équation suivante :

$$\frac{du_p}{dt} = F_D(u - u_p) + g_x \left(\frac{\rho_p - \rho}{\rho_p} \right) + F_x$$

Où

u_p est la vitesse de la particule ; u la vitesse instantanée du fluide ; g_x l'accélération de la pesanteur selon l'axe x ; ρ_p , la masse volumique de la particule ; ρ la masse volumique du fluide ; et F_x des forces additionnelles.

Le terme de gauche de l'équation de bilan de forces correspond à l'accélération de la particule. Le premier terme de la partie droite de l'équation $F_D(u - u_p)$ correspond à la force massique de traînée. Le coefficient F_D (inverse du temps de relaxation, τ , de la particule) s'exprime selon l'équation suivante :

$$F_D = \frac{18\mu}{\rho_p d_p^2} \frac{C_D \text{Re}_p}{24}$$

C_D représente le coefficient de traînée. d_p et ρ_p sont respectivement le diamètre et la masse volumique de la particule. Re_p représente le nombre de Reynolds particulaire. Pour une particule sphérique, il s'écrit :

$$Re_p = \frac{\rho d_p |u_p - u|}{\mu}$$

Ce nombre sert de plus à l'expression du coefficient de traînée, C_D . Plusieurs expressions sont disponibles dans le code de calcul Fluent. Nous présentons ici l'expression de Morsi & Alexander (1972) adaptée à la taille des particules considérées. Elle s'écrit :

$$C_D = \alpha_1 + \frac{\alpha_2}{Re_p} + \frac{\alpha_3}{Re_p^2}$$

Où α_1 , α_2 et α_3 sont des constantes empiriques.

Le deuxième terme de la partie droite de l'équation de bilan de forces $g_x \left(\frac{\rho_p - \rho}{\rho_p} \right)$ correspond au poids déjaugé de la particule (poids + poussée d'Archimède).

Le troisième terme de l'équation de bilan de forces, F_x , correspond à des forces additionnelles, parmi lesquelles la force de masse ajoutée et la force due au gradient de pression

1.2.1.2. Dispersion des particules dans un écoulement turbulent

Dans un écoulement turbulent le degré de dispersion des particules dépend des paramètres suivants [CALABRESE et MIDDLEMAN, 1979] :

- La forme et la taille des particules,
- La vitesse de chute libre des particules,
- La densité relative des particules dans l'eau,
- La turbulence de l'écoulement.

On utilise généralement des méthodes stochastiques appelées modèles de marche au hasard (*Random Walk Models*) pour simuler la dispersion des particules dans un écoulement turbulent.

La détermination d'une trajectoire de la particule inertielle dans un modèle de marche au hasard se fait selon la procédure suivante :

À l'instant initial, la particule P et un élément fluide F occupent la même position. Après un pas de temps Δt , la particule et l'élément fluide se sont éloignés d'une distance Δs . Un repère orthonormé est alors défini et choisi de telle sorte que son origine soit située sur l'élément fluide et que son premier axe passe par la position de la particule inertielle.

Le calcul de la vitesse fluide à l'endroit où se trouve la particule inertielle se fait alors soit à l'aide de l'équation de Langevin discrétisée, soit à l'aide de l'approche Lagrangienne. Puis, un nouvel élément fluide F' est centré sur la particule inertielle P et la procédure est réitérée [LAUNAY. 1998].

En utilisant ce type de processus, une nouvelle trajectoire pour chaque simulation effectuée à l'aide du modèle « Particle tracking » est obtenue. Un nombre suffisant de simulations permet de représenter l'effet de la dispersion turbulente sur la trajectoire des particules.

Les méthodes stochastiques marche au hasard sont utilisées dans deux modèles en fonction de l'approche considérée pour calculer la vitesse fluctuante (u'_i) définie par :

$$U_i = \bar{U}_i + u'_i$$

Le premier modèle appelé modèle de « marche continue aléatoire » (CRW model) est basé sur l'équation de Langevin

$$dU_i = \frac{1}{T} U_i dt + \left(\frac{2\overline{u_i' u_i'}}{T} \right)^{0,5} dW$$

Les solutions de l'équation de Langevin permettent de calculer les vitesses fluctuantes (tourbillon) u_i' . L'échelle de temps T est égale à l'échelle de temps Lagrangienne T_L définie par :

$$T_L = C_L \frac{k}{\varepsilon}$$

Pour le modèle $k-\varepsilon$ $T_L \approx 0,15 \frac{k}{\varepsilon}$

Pour le modèle des contraintes de Reynolds (RSM) $T_L \approx 0,30 \frac{k}{\varepsilon}$

Le deuxième modèle, appelé modèle de « marche discrète aléatoire », est basé sur le concept de la durée de vie d'un tourbillon. On suppose dans ce cas que l'écoulement est composé d'une série finie de tourbillons. Un tourbillon est défini par deux paramètres :

- la durée de vie caractéristique τ_e pouvant être constante ou aléatoire :

$$T_e = 2T_L \text{ ou } \tau_e = -T_L \log(r) ; 0 < r < 1$$

- Les vitesses du tourbillon, u' , v' et w' définies par :

-

$$u' = \xi \sqrt{u'^2}; v' = \xi \sqrt{v'^2}; w' = \xi \sqrt{w'^2}$$

ξ étant une variable aléatoire normale. Quand la durée de vie d'un tourbillon est atteinte, la variable aléatoire normale ξ prend une nouvelle valeur.

Dans le cas du modèle isotrope de turbulence $k-\varepsilon$, l'équation deviens :

$$u' = \xi \sqrt{\frac{2k}{3}}$$

1.2.1.3. Intégration de la trajectoire

La détermination de la trajectoire d'une particule de diamètre d et de masse volumique ρ_p résulte de deux intégrations successives. La première intégration concerne l'équation de bilan de forces pour mettre en évidence le temps de relaxation de la particule, τ . Ici, le terme a comprend toutes les forces autres que la traînée.

$$\frac{du_p}{dt} = \frac{1}{\tau}(u - u_p) + a$$

La seconde intégration concerne le lien entre vitesse et position, écrit dans l'équation suivante :

$$\frac{dx}{dt} = u_p$$

On peut résoudre ces équations analytiquement ou numériquement.

Dans Fluent, deux paramètres contrôlent l'intégration de l'équation de la trajectoire par rapport au temps : le nombre maximum d'itérations et le facteur λ .

Donc le pas de temps Δt d'intégration est contrôlé par l'utilisateur au moyen d'une échelle d'espace, L , ou bien d'un facteur d'échelle d'espace, λ .

Selon la première méthode, le pas de temps est calculé à partir de la relation suivante :

$$\Delta t = \frac{L}{u_p + u}$$

Selon la seconde moyen le pas de temps calculé par la relation suivante :

$$\Delta t = \frac{\Delta t^*}{\lambda}$$

Dans ce cas, Δt est une estimation de la durée de traversée de la cellule du maillage par la particule.

1.2.1.4. Conditions aux limites

Nous avons présenté, Jusqu'à présent, le déplacement d'une particule située au sein d'un écoulement fluide. Le comportement d'une particule au contact d'une paroi est mal connu et sa simulation exacte est de ce fait difficile. Un traitement particulier est nécessaire aux limites du domaine.

Entrée

Un large panel de conditions d'injection des particules est disponible dans le code de calcul Fluent 2001 (ponctuelle, groupe, spray, *etc.*). En général, on utilise une injection surfacique sur la section d'entrée dans l'ouvrage.

Sortie

Lorsqu'une particule atteint une sortie, sa trajectoire prend fin et la particule est rapportée comme échappée (*escaped*).

Condition limite sur le fond et les murs

Un traitement particulier est nécessaire lorsqu'une particule atteint une paroi. Fluent propose trois comportements différents possibles pour une particule en contact avec une paroi : « TRAP », « REFLECT » et « ESCAPE »

- *trap* : la trajectoire de la particule est stoppée et la particule est rapportée comme déposée (*trapped*).
- *reflect* : la particule atteignant la paroi rebondit selon une loi de choc. Les coefficients de restitution normale et tangentielle permettent de déterminer la quantité de mouvement de la particule après le choc.

- La condition *escape* considère que la particule n'appartient plus au domaine physique.

La (figure 141) illustre les conditions aux limites *reflect* et *trap* présentés dans le code Fluent 2001.

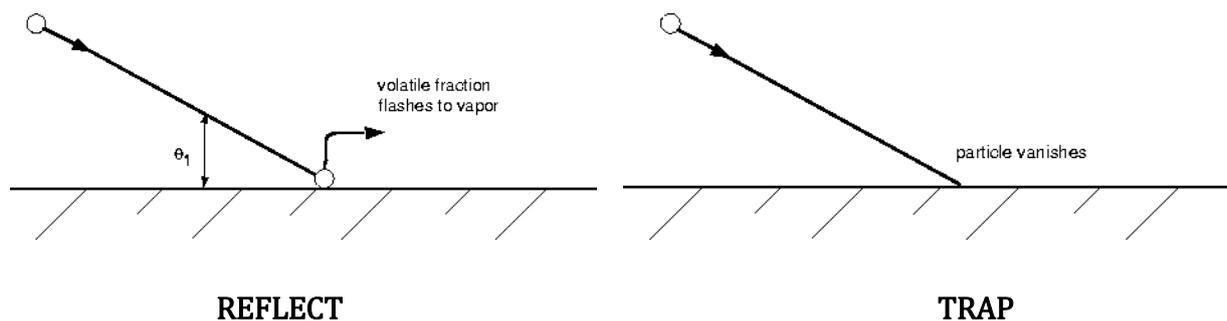


Figure 141 : les conditions aux limites *reflect* et *trap*, *Fluent(2001)*

La condition TRAP, prend en compte le dépôt. Elle est adaptée au fond des ouvrages lorsque les dépôts sont répartis sur toute la surface.

La condition REFLECT ne prenant pas en compte le dépôt, elle est adaptée aux surfaces sur lesquelles aucune particule ne sédimente. C'est cette condition qu'on utilise en général sur les

parois verticales des ouvrages ou encore sur la surface libre lorsque cette dernière est une limite du domaine de calcul (condition de symétrie). REFLECT est également adaptée au fond des ouvrages lorsqu'aucune particule ne s'y dépose.

La condition « ESCAPE » considère que la particule n'appartient plus au domaine physique.

Étude d'un dispositif de dépollution des eaux pluviales en amont des réseaux d'assainissement : Expérimentations et modélisation

Résumé : Des études fondées sur l'expérimentation et le retour d'expérience ont montré que les techniques alternatives en assainissement pluvial pouvaient constituer de bons systèmes de dépollution selon leur fonction et leurs caractéristiques.

La capacité de dépollution de ces techniques peut entraîner cependant des conséquences susceptibles de menacer la durabilité de la structure. Afin de garantir leur durée de vie et de maintenir leur capacité de stockage et de dépollution, un dispositif de prétraitement par filtration des eaux pluviales a été développé. Il repose sur des principes de simplicité de mise en œuvre et d'entretien, et consiste en une bouche d'injection dérivée d'un modèle commercial de bouche d'égout à décantation équipée d'un filtre amovible.

L'objectif de cette thèse est d'étudier en détail le fonctionnement du dispositif et de quantifier son efficacité en termes de dépollution des eaux pluviales ainsi que sa capacité hydraulique. Elle consiste en des expérimentations en laboratoire sur maquette, des expérimentations in situ, et de la modélisation numérique. En expérimentation sur maquette, nous avons testé premièrement le dispositif placé en amont d'une chaussée réservoir en simulant des séries d'événements pluviaux et des pollutions en MES. Les résultats ont montré une efficacité de coupure du filtre de l'ordre de 15 à 20 % pour la granulométrie étudiée (inférieure à 200 µm). Nous avons ensuite étudié le dispositif avec différents types de filtres vis à vis des MES et de l'huile de Colza en simulation d'un hydrocarbure.

En expérimentation in situ, nous avons étudié le rendement de la bouche d'injection munie d'un filtre ADOPTA en conditions réelles sur trois sites expérimentaux, qui diffèrent selon leur trafic, en établissant des bilans de pollution « DCO, MES, HCT, Plomb, Zinc, Cuivre et Cadmium » en amont et en aval du dispositif. Les résultats ont montré un bon fonctionnement hydraulique du dispositif et un abaissement de la charge polluante en matières en suspension lors des pluies de faible intensité. Pour la modélisation numérique, nous avons utilisé un code de calcul commercial pour simuler l'écoulement et le transport solide dans la bouche d'injection sans filtre.

Mots clés : Techniques Alternatives, bouche d'injection, assainissement, maquette, dépollution, modélisation numérique, transport solide

Study of a device to retain storm water pollution in upstream sewage systems: Experiments and modeling

Abstract: Studies based on experimentation have shown that Best Management Practices (BMP) (alternative techniques) in urban storm drainage represent an efficient way to retain pollution according to their functions and characteristics. But the pollution retention capacity of these techniques (BMP) could cause harmful consequences for the structure.

To ensure the durability of these techniques and keep their storage capacity and pollution retention capacity, a device for filtration of storm water was developed called "injection inlet". This device is simple for implementation and maintenance; it is a commercial developed model of a catch pit equipped with a removable filter

The aims of this work are to study the pollution retention capacity of this device with its hydraulic capacity. The work is based on experimental study in laboratory and in site, in addition with numerical modelling.

For the first experimental study, we work on a model in laboratory where the device is placed in the upstream of the reservoir structure. We simulate the storms and the Total Suspended Solids (TSS) injection. The results shown that the filter has a capacity to remove pollution between 15 and 20% for the particles whose size is smaller than 200 µm, and then we tested retention capacity of several types of filters towards TSS and hydrocarbons, and their hydraulic capacity.

In three different sites presenting different traffic conditions, we studied the performance of the device (injection inlet or catch pit) with the filter ADOPTA in real conditions, by measurement of « COD, TSS, THC, Pb, Zn, Cd and Cu » in upstream and downstream of the device, The results have shown a good hydraulic capacity and a decrease of the pollution load of suspended solids with small rains.

For numerical modeling, we used commercial software to simulate the flows and the sediment transport in device without filter.

Keywords: Best Management Practice, urban storm drainage, injection inlet, device, hydraulic capacity, hydrocarbons, numerical modelling, sediment transport