Etude multi-échelle de l'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques en terre

Rémi Beguin

▶ **To cite this version:**

Rémi Beguin. Etude multi-échelle de l'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques en terre. Sciences de la Terre. Université de Grenoble, 2011. Français. NNT : 2011GRENU044 . tel-00680078

HAL Id: tel-00680078

https://theses.hal.science/tel-00680078

Submitted on 17 Mar 2012

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

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

UNIVERSITÉ DE GRENOBLE

THÈSE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE GRENOBLE

Spécialité : **Sciences de la Terre, de l'Univers et de l'Environnement**

Arrêté ministériel : 7 août 2006

Présentée par

Rémi BEGUIN

Thèse dirigée par **Yves-Henri FAURE** et
codirigée par **Pierre PHILIPPE**

préparée au sein du **Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et Environnement et du Cemagref d'Aix-en-Provence**
dans **l'École Doctorale Terre, Univers, Environnement**

Etude multi-échelle de l'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques en terre

Thèse soutenue publiquement le **7 décembre 2011**
devant le jury composé de :

Pierre-Yves HICHER
Professeur, Ecole Centrale de Nantes, Rapporteur et Président
Philippe REIFFSTECK
Directeur de Recherche, IFSTTAR Paris, Rapporteur
Hans SELLMEIJER
Senior Researcher, Deltares, Delft, Pays-Bas, Examinateur
Jean-Jacques FRY
Ingénieur expert EDF-CIH, Bourget-du-Lac, Examinateur
Professeur associé, Ecole Centrale de Lyon
Yves-Henri FAURE
Maître de Conférences, Université Joseph Fourier, Directeur de thèse
Pierre PHILIPPE
Chargé de Recherche, CEMAGREF, Co-Directeur de thèse
Mattia SCOTTI
Chef du laboratoire Hydraulique et Mesures de la CNR, Membre invité

Remerciements

Mes premiers remerciements vont naturellement à mes deux directeurs de thèse : Yves-Henri Faure au LTHE et Pierre Philippe au Cemagref d'Aix-en-Provence. Ils m'ont fait partager leurs connaissances, ils m'ont conseillé et guidé durant ces trois ans, en restant toujours disponibles et à mon écoute et je leur en suis très reconnaissant. Cette thèse était vraiment agréable en travaillant avec vous, je pouvais dire « tout baigne » (dans l'huile ou dans le limon) sans hésitations !

Je remercie le Centre d'Ingénierie Hydraulique d'EDF qui a été à l'initiative de cette thèse et l'a financée à travers une convention CIFRE et en particulier Jean-Robert Courivaud qui a été mon encadrant au sein d'EDF. Je remercie d'autre part la Compagnie Nationale du Rhône pour s'être fortement impliquée dans ce projet en finançant les essais à grande échelle.

Je tiens à remercier les deux rapporteurs de mon travail, Philippe Reiffsteck et Pierre-Yves Hicher, qui ont réalisé une analyse détaillée de mon manuscrit et apporté des remarques pertinentes. Je remercie Hans Sellmeijer de m'avoir apporté des conseils avisés durant ma thèse puis d'avoir accepté de faire partie de mon jury en tant qu'examinateur et ceci malgré mon manuscrit en français. Je remercie aussi Jean-Jacques Fry, pour son rôle d'examinateur mais surtout pour sa vision globale de la problématique qu'il m'a apporté en soulevant les bonnes questions et en proposant de nombreuses pistes de réflexion qui ont notablement fait avancer mon travail. Je remercie Mattia Scotti pour m'avoir très bien accueilli au sein du laboratoire « hydraulique et mesures » de la CNR et pour avoir accepté de faire partie de mon jury.

Je ne pourrai oublier mes stagiaires qui ont contribué très concrètement à cette thèse en mettant la main à la pâte : Pierre, Céline, Mathieu au LTHE et Régis à la CNR. Ce fut très agréable et productif de travailler en équipe avec chacun de vous et je vous en remercie.

Je tiens à remercier Thierry Lebel, Directeur du LTHE, pour m'avoir accueilli dans son établissement durant la période où j'étais à Grenoble. J'ai aussi fortement apprécié les discussions avec Laurent Oxarango sur mon travail ainsi que l'appui technique d'Henri Mora sur mon expérimentation. J'aurais passé deux très bonnes années au LTHE et ceci grâce à la sympathie de mes collègues « exilés » à la Maison des Géosciences : Cyril, Matthias, Krzysztof, Pierre, Anne-Julie, Matthieu V., Salah, Marianna, JB, Georgia, Laurent, Nicolas, John… mais aussi le reste du labo : Aurélien C. et Aurélien D., Matthieu, Olivier, Joris, Cynthia, Eric, Gerem, Thomas, Baptiste, Aline, Moussa, Ana, Laura, Solène… et tous ceux que j'ai oublié. Merci pour tous ces repas courageusement mangés ensemble au Resto U, pour

ces discussions scientifiques des plus sérieuses aux plus saugrenues, pour les parties d'Ultimate, la CO et les journées en montagne à ski ou à pied et simplement pour votre sympathie de tous les jours.

Durant mon séjour au Cemagref à Aix-en-Provence, j'ai fortement apprécié l'accueil que j'ai reçu, à l'accent ensoleillé, et en particulier l'ambiance au sein du laboratoire de Mécanique des Sols. Alain, Nadia, Mohamed, Félix, Fabienne, Guillaume mais aussi Yves pour sa gentillesse et ses tiroirs magiques où l'on trouve toujours la petite vis ou le bout de géomembrane qui va résoudre notre problème.

Les essais à grande échelle étaient très ambitieux et ils n'auraient jamais pu aboutir sans l'implication de la Compagnie Nationale du Rhône dans ce projet, implication financière mais aussi de toute l'équipe qui a été mise à contribution. D'abord Sylvain Reynaud, puis Christophe Picault qui ont mené ce projet qui n'avait rien de classique. Je les remercie pour l'intérêt et l'énergie qu'ils ont dépensés pour le modèle « ERINOH » mais aussi pour les nombreuses discussions qui m'ont beaucoup appris. De façon générale, j'ai été très bien accueilli au sein du laboratoire et mes collègues de bureau Caroline, Jeremy, Mickaël et Hugo étaient parfaits ! Je remercie aussi tous ceux qui ont conçu et construit ce modèle et s'y sont impliqué : Chiara Curzi pour l'ingénierie, Gilbert Astier et Eric Lepy pour les capteurs, Christophe Leberre et Fabrice Dal-pra à l'atelier, Paul-Henri Faure et IGN pour la photogrammétrie, Sylvain Blairon (EDF R&D) et Cyril Guidoux (Géophyconsult) pour la fibre optique, Pierre Frappin, Coralie Chauveau et Daniel Doucet (EDG) pour la résistivité et ceux que j'ai certainement oublié... Enfin, je tiens à remercier tout particulièrement tous les ouvriers qui ont pelleté du limon et des graviers durant ces 10 mois, Laurent l'artiste d'ERINOH, Brahim l'as du Manitou et tous les autres !

Je pourrais remercier ma famille pour tellement de choses que je ne peux les lister, leur soutien depuis toujours m'est très précieux. En pensant en particulier à ce manuscrit, je remercie mon père d'avoir courageusement relu ma thèse et ma mère pour ce magnifique pot.

Et pour finir en beauté, merci Adeline pour ces trois années où tu m'as soutenu, encouragé, supporté et conseillé même lors des gros coups de stress du sprint final où je ne devais pas être très agréable à vivre. Tu es fabuleuse, merci pour tout !

LISTES

1. Sommaire

LISTES ..... **i**
1. Sommaire ..... **iii**
2. Notations utilisées ..... **ix**
2.1 Alphabet latin ix
2.1 Alphabet grec xi
3. Acronymes ..... **xii**
CHAPITRE I. INTRODUCTION **1**
1. Contexte de l'érosion interne dans les digues **1**
2. Localisation et configurations de l'érosion de contact dans les ouvrages **5**
2.1 Localisation de l'EC 5
2.2 Configurations rencontrées 6
3. Outils existants pour prendre en compte le risque d'érosion interne **8**
4. Problématique scientifique **11**
4.1 Objectifs 11
4.2 Démarche de recherche 12
4.3 Positionnement de la thèse par rapport aux précédents travaux 13
5. Organisation du manuscrit **13**
CHAPITRE II : ECHELLE DU PORE **15**
1. Introduction **15**
2. Etat de l'art : écoulement en milieu poreux **17**
2.1 Rappels d'hydraulique en milieu libre 17
2.2 Lois d'écoulement au sein d'un milieu poreux 18
2.3 Interfaces 20
2.3.1 Interface entre un milieu poreux et un milieu libre 21
2.3.2 Interface entre deux milieux poreux 22
2.4 Caractérisation expérimentale d'un écoulement en milieux poreux 23
2.5 Simulations numériques d'un écoulement en milieux poreux 24
3. Présentation du dispositif expérimental **25**
3.1 Milieu iso-indice 25
3.2 Dispositif expérimental 26
3.3 Techniques optiques utilisées 27
3.3.1 Ensemencement 27
3.3.2 Suivi photographique des traceurs 28
3.3.3 Fluorescence 29
3.3.4 Traitement d'image préalable à la PIV 29
3.3.5 Traitement PIV 29
3.4 Masquage et calcul de porosité 31

3.5 Chaîne de traitement des données 32
3.6 Qualité des données, biais éventuels, limitations 32
3.7 Fluctuations temporelles 33
4. Caractérisation de l'écoulement à l'interface entre deux milieux poreux 35
4.1 Analyse du champ de vitesse au sein du milieu poreux 35
4.2 Localisation et taille de la zone d'interface 36
4.3 Profils de vitesse à l'interface entre deux milieux poreux 37
4.3.1 Variations du profil de vitesse en fonction de la section considérée 37
4.3.2 Influence du débit imposé sur la forme du profil de vitesse 38
4.3.3 Comparaison entre configurations et confrontation au modèle de Darcy-Brinkman 39
4.3.4 Quantification du débit total d'après le profil de vitesse 41
4.3.5 Profils de vitesse pour les configurations avec une couche de sable 41
4.4 Profils de porosité 43
4.5 Hétérogénéités des vitesses et distributions statistiques 45
4.5.1 Vitesses longitudinales 45
4.5.2 Vitesses transversales 48
4.6 Etude paramétrique 49
4.7 Contraintes de cisaillement 51
4.7.1 Limitations du calcul direct 51
4.7.2 Calcul indirect basé sur le profil d'écoulement de Poiseuille 54
4.7.3 Distributions statistiques 55
4.7.4 Comparaison avec les expressions analytiques de la contrainte moyenne 56
5. Observations directes du processus d'EC d'un sable 61
5.1 Principe de l'observation 61
5.2 Seuil d'initiation de l'érosion du sable 61
5.3 Progression de l'érosion 64
6. Conclusions 66
6.1 Ecoulement à l'interface de deux milieux poreux 66
6.2 Variabilité des vitesses et des contraintes de cisaillement 66
6.3 Evolution temporelle des processus d'EC 67
6.4 Limitations 67
6.5 Bilan 68

CHAPITRE III. ECHELLE DE L'ECHANTILLON 69
1. Introduction 69
2. Etat de l'art des études expérimentales concernant l'EC à l'échelle de l'échantillon 71
2.1 Protocoles et dispositifs expérimentaux 71
2.2 Conditions géométriques d'apparition de l'EC 72
2.3 Seuil d'érosion en fonction du chargement hydraulique 73
2.3.1 Erosion et transport solide à surface libre 73
2.3.2 Adaptation à l'EC 75
2.3.3 Influence du caractère cohésif 77
2.3.4 Synthèse des seuils d'initiation de l'EC 78
2.4 Cinétique de l'EC : Intensité de l'érosion en fonction de la sollicitation hydraulique 82
2.5 Configuration sol fin sur sol grossier (C2) 84
2.6 Transport et filtration 86
2.7 Synthèse de l'état de l'art 87

3. Présentation du dispositif expérimental 88
3.1 Dispositif expérimental 88
3.2 Protocole de mise en place 90
3.3 Sols testés 91
3.4 Mode opératoire de l'essai 95
3.5 Interprétation des mesures 95
4. Cas de la configuration sol grossier sur sol fin (C1). 100
4.1 Observations 100
4.2 Résultat typique d'un essai d'EC en configuration C1 102
4.3 Phase initiale de l'essai : pics d'érosion et essais cycliques 104
4.4 Dépendances du seuil d'érosion à différents paramètres et confrontation aux résultats de la littérature 105
4.4.1 Vitesse ou Gradient critique ? 105
4.4.2 Dépendance du seuil d'érosion au rapport géométrique D_{15}/d_{85} 106
4.4.3 Dépendance du seuil d'érosion à la granulométrie du sol fin 107
4.4.4 Dépendance du seuil d'érosion à la surcharge appliquée 112
4.5 Cinétique de l'EC 113
4.6 Evolution avec le temps 115
4.7 Comparaison des résultats avec d'autres dispositifs d'érosion 117
4.7.1 Essais d'érosion de conduit rectangulaire 117
4.7.2 Campagne d'essais croisés du projet national ERINOH 118
5. Cas de la configuration sol fin sur sol grossier (C2). 123
5.1 Observations visuelles 123
5.2 Résultat typique d'un essai d'EC en configuration C2 125
5.2.1 Sols fins non cohésifs 125
5.2.2 Sols fins cohésifs 128
5.3 Détermination d'un seuil d'initiation de l'érosion et comparaison avec la configuration C1 131
5.4 Effet de bord 133
6. Conclusions 135

CHAPITRE IV : MODELISATION STOCHASTIQUE DE L'ESSAI D'EC 139

1. Introduction 139
2. Etat de l'art : modélisations stochastiques de l'érosion 141
2.1 Erosion en rivière 141
2.2 Erosion de contact 143
3. Principe du modèle proposé 145
3.1 Loi d'érosion, distribution des paramètres en jeu 145
3.1.1 Contrainte de cisaillement exercée par l'écoulement 145
3.1.2 Contrainte critique et coefficient d'érosion 146
3.2 Expression analytique de la loi d'érosion globale 146
3.3 Biais sur la détermination expérimentale du seuil d'érosion 148
3.4 Evolution temporelle 149
4. Comparaison avec les résultats d'un essai d'EC 151
5. Influence des paramètres 156
6. Conclusion 158

CHAPITRE V : ECHELLE DE L'OUVRAGE 161

1. Introduction 161

2. Etat de l'art des essais d'érosion interne à grande échelle 164

2.1 Erosion de surface 164
2.2 Essais d'érosion de conduit 164
2.3 Projet Ijkdijk 164
2.4 Effet d'échelle 165

3. Dispositif expérimental 167

3.1 Choix des matériaux 167
3.1.1 Gravier 167
3.1.2 Limon 167
3.1.3 Stabilité de l'interface 170
3.2 Structure du dispositif 171
3.2.1 Configurations testées 171
3.2.2 Forme générale 171
3.2.3 Alimentation en eau 173
3.3 Construction de la digue expérimentale 174
3.4 Instrumentation 177
3.4.1 Hauteur d'eau amont et aval 177
3.4.2 Débits 178
3.4.3 Régulation de la charge constante 179
3.4.4 Capteurs de pression 179
3.4.5 Suivi de l'érosion 180
3.4.6 Mesures au granulomètre laser 181
3.4.7 Mesures topographiques 182
3.4.8 Mesures de déformation et température par fibre optique 183
3.4.9 Mesures de résistivité électrique 186
3.4.10 Système d'acquisition 186
3.5 Mode opératoire 187
3.6 Mesures réalisées au démontage 187

4. Résumé des essais réalisés 188

4.1 Géométrie 1 : synthèse des essais 1, 2 et 3 189
4.2 Géométrie 2 : synthèse des essais sans confortement (essais 4, 5, 6 et 7) 192
4.3 Géométrie 2 : essais avec confortements (essais 8 et 9) 196

5. Description du processus d'érosion observé 199

5.1 Phase 1 : Transport très faible et transitoire 199
5.1.1 Evolution de l'érosion avec le temps 200
5.1.2 Comportement hydraulique de l'ouvrage 203
5.1.3 Comportement mécanique de l'ouvrage 206
5.1.4 Conclusions sur la phase 1 206
5.2 Phase 2 : Evolution de l'interface et décroissance temporelle 207
5.2.1 Erosion régressive 207
5.2.2 Déformation au sein de l'ouvrage 209
5.2.3 Conclusions sur la phase 2 210
5.3 Phase 3 : Formation d'une cavité et initiation d'un conduit d'érosion 210
5.3.1 Localisation du déclenchement de l'érosion 211
5.3.2 Déclenchement de l'érosion 214
5.3.3 Propagation du conduit 215
5.3.4 Conclusions sur la phase 3 217
5.4 Phase 4 : Interaction entre le conduit et les conditions limites 219
5.4.1 Phase 4a : Stabilisation par le colmatage des graviers 219
5.4.2 Phase 4b : Rupture par progression du conduit jusqu'à la recharge 221

6. Caractérisation quantitative de l'érosion et comparaison avec les essais à l'échelle de l'échantillon 231
6.1 Seuil d'érosion 232
6.2 Taux d'érosion 234
6.3 Influence de l'échelle 236
7. Evolutions granulométriques 237
7.1 Modifications de la granulométrie du limon provoquées par l'EC 237
7.2 Colmatage de la couche de gravier 239
7.3 Granulométrie du sol érodé et transporté 241
7.4 Conclusions 242
8. Méthodes de détection 243
8.1 Mesures hydrauliques et transport solide 243
8.1.1 Pressions interstitielles mesurées dans les graviers 243
8.1.2 Pressions interstitielles mesurées dans la couche de limon 243
8.1.3 Débit de fuite 244
8.1.4 Transport de particules 244
8.2 Topographie 244
8.3 Fibre optique 245
8.3.1 Mesures de température 245
8.3.2 Mesures de déformation 249
8.4 Résistivité électrique 251
8.5 Pénétromètre dynamique 254
8.6 Comparaison des différentes méthodes 257
9. Conclusions 260
9.1 Bilan des essais 260
9.2 Perspectives 263

CHAPITRE VI : CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES 265

1. Conclusions 265
1.1 Démarche expérimentale 265
1.2 Description du processus d'EC 266
1.3 Application opérationnelle 268
2. Perspectives 270

REFERENCES BILBIOGRAPHIQUES 273

ANNEXES 285

Annexe 1 : Etude géométrique à l'interface entre deux couches de billes de tailles différentes, à l'aide de simulations numériques discrètes (DEM) 285
1.1 Simulations numériques par la méthode des éléments discrets 285
1.2 Configuration simulée 286
1.3 Profils de porosité 286
Annexe 2 : Expression explicite du diagramme de Shields proposée par Cao et al. (2006) 288
Annexe 3 : Essais d'EC à l'échelle de l'échantillon réalisés au LTHE 289

3.1 Configuration C1 289
3.3 Configuration C2 291
Annexe 4 : Description des essais à l'échelle de l'ouvrage 292
4.1 Essai 1 : Géométrie 1 / Limon de BLV / Gravier 12-20mm 293
4.1.1 Schéma de l'ouvrage 293
4.1.2 Déroulement de l'essai 293
4.1.3 Interprétation et conclusions 295
4.2 Essai 2 : Géométrie 1 / Limon de BLV / Gravier 12-20mm 296
4.2.1 Schéma de l'ouvrage 296
4.2.2 Déroulement de l'essai 296
4.2.3 Interprétation et conclusions 297
4.3 Essai 3 : Géométrie 1 / Limon de BLV / Gravier 20-40mm 299
4.3.1 Schéma de l'ouvrage 299
4.3.2 Déroulement de l'essai 299
4.3.3 Interprétation et conclusions 300
4.4 Essai 4 : Géométrie 2 / Limon de BLV / Gravier 20-40mm 301
4.4.1 Schéma de l'ouvrage 301
4.4.2 Déroulement de l'essai 301
4.4.3 Interprétation et conclusions 303
4.5 Essai 5 : Géométrie 2 / Limon de BLV / Gravier 20-40mm 305
4.5.1 Schéma de l'ouvrage 305
4.5.3 Interprétation et conclusions 307
4.6 Essai 6 : Géométrie 2 / Limon de BLV / Gravier 20-40mm 308
4.6.1 Schéma de l'ouvrage 308
4.6.2 Déroulement de l'essai 308
4.7 Essai 7 : Géométrie 2 / Limon d'Ampuis / Gravier 20-40mm 312
4.7.1 Schéma de l'ouvrage 312
4.7.2 Déroulement de l'essai 312
4.7.3 Interprétation et conclusions 313
4.8 Essai 8 : Géométrie 2 / Limon de BLV/ Gravier 20-40mm 314
4.8.1 Schéma de l'ouvrage 314
4.8.2 Déroulement de l'essai 315
4.8.3 Interprétation et conclusions 316
4.9 Essai 9 : Géométrie 2 / Limon de BLV/ Gravier 20-40mm 317
4.9.1 Schéma de l'ouvrage 317
4.9.2 Déroulement de l'essai 317
4.9.3 Interprétation et conclusions 320

2. Notations utilisées

2.1 Alphabet latin

Variable	Unité	Définition
a	s/m	Paramètre de la loi de Forchheimer
A	s/m	Paramètre de la loi d'Ergun
A_{int}	m²	Surface de l'interface
Ap	-	Paramètre utilisé par Perzlmaier (2005)
A_{res}	m²	Surface du réservoir
A_S	m^{-1}	Surface spécifique des grains
b	s²/m²	Paramètre de la loi de Forchheimer
B	s²/m²	Paramètre de la loi d'Ergun
c	Pa	Cohésion
c_o	-	Paramètre de Kozeny Carmann
c_{par}	-	Concentration en particules transportées du modèle de Scheuermann
Cc	-	Coefficient de courbure : $d_{30}^2/(d_{60}.d_{10})$
C_{CD}	Pa	Cohésion consolidée, drainée
C_{CU}	Pa	Cohésion consolidée, non drainée
C_f	-	Coefficient de frottement hydraulique à la surface du milieu granulaire
C_G	-	Paramètre de normalisation de la loi normale tronquée
Cu	-	Coefficient d'uniformité du sol : d_{60}/d_{10}
d	m	Diamètre des particules du sol fin
dA	m²	Surface d'une zone i
d_i	m	Diamètre moyen de la fraction i
d_H	m	Diamètre effectif des particules du sol fin
d_x	m	x-centile de la distribution granulométrique des particules du sol fin
D	m	Diamètre des grains du sol grossier
D_H	m	Diamètre effectif des grains du sol grossier
D_i	m	Diamètre moyen de la fraction i
D_{tube}	m	Diamètre d'un tube capillaire
D_x	m	x-centile de la distribution granulométrique des particules du sol grossier
e	-	Paramètre empirique proposé par Bezuijen
ep_G	m	Epaisseur de la couche de gravier de base
ep_R	m	Epaisseur de la recharge
e_{vide}	-	Indice des vides
f_i	%	Pourcentage massique de la fraction i
Fr^*_{crit}	-	Nombre de Froude densimétrique
g	m/s²	Gravité
G	m²/s	Volume de particules transportées par unité de largeur
$G*$	-	Volume de particules transportées par unité de largeur adimensionné
h	m	Hauteur de l'échantillon
h_G	m	Epaisseur de la couche de sol grossier
i	-	Gradient hydraulique tangent à l'interface
i_c	-	Gradient hydraulique critique
i_n	-	Gradient hydraulique normal à l'interface
k	m²	Perméabilité intrinsèque
k_i		Perémabilité de la couche i
k_w	-	Paramètre de la relation de (Ben Aïm, 1970) pour prendre en compte les effets de paroi sur la porosité

K	m/s	Perméabilité ou conductivité hydraulique
k_{er}	s/m	Coefficient d'érosion
q_S	kg/s/m	Flux massique de particules transportées
$q*$	-	Flux massique de particules adimensionnalisé
Q	m^3/s	Débit traversant l'échantillon
$Q_{entrée}$	m^3/s	Débit d'alimentation
$Q_{graviers}$	m^3/s	Débit sortant du réservoir
l	m	Largeur de l'échantillon
L	m	Longueur de l'échantillon
$L_{géotex}$	m	Longueur d'interface couverte par le géotextile
m_{bac}	kg	Masse de sol collectée dans le bac aval
m_i	kg	Masse cumulée de matériau érodé par une zone i
$m_{suspension}$	kg	Masse de sol qui a transité en suspension à la sortie du modèle
n	-	Porosité
n_{Dcoeur}	-	Porosité au cœur du milieu poreux, loin des conditions aux limites
n_d	-	Porosité du sol fin
n_D	-	Porosité du sol grossier
$n_{Dglobal}$	-	Porosité globale d'un milieu poreux dans un récipient
n_i	-	Porosité du milieu i
N		Nombre de couples utilisés pour la modélisation
r	m	Coordonnée radiale
r_p	m	Rayon de la particule
R	m	Rayon de la conduite
Re	-	Nombre de Reynolds
$Re*$	-	Nombre de Reynolds exprimé par rapport à la taille des particules érodées et la vitesse de frottement
Re_{cao}	-	Nombre de Reynolds défini par Cao et al. (2006)
Re_d	-	Nombre de Reynolds exprimé par rapport à la taille des particules de la couche fine
Re_D	-	Nombre de Reynolds exprimé par rapport à la taille des grains de la couche grossière
s	-	Densité relative des grains ($s = \rho_s/\rho_w$)
S	m	Taille caractéristique d'un sol utilisé
S_{col}	m^2	Section de la colonne d'eau
t_{car}	s	Temps caractéristique du pic d'érosion
t_{carac}	s	Temps caractéristique du milieu grossier
T	h	Durée depuis le début de l'essai
T_{air}	°C	Température de l'air du hall d'essai
T_{eau}	°C	Température de l'eau du puits
Tu	NTU	Turbidité de l'effluent
Tu_∞	NTU	Turbidité à un temps infini
Tu_{max}	NTU	Maximum de turbidité du pic d'érosion
u	m/s	Vitesse tangentielle
u_B	m/s	Vitesse à l'interface entre un milieu poreux et un milieu libre, Beavers et al. (1967)
u_{max}	m/s	Vitesse tangentielle maximum au centre d'une conduite
u_x	m/s	Vitesse de l'écoulement dans la direction x
u_y	m/s	Vitesse de l'écoulement dans la direction z
u_z	m/s	Vitesse de l'écoulement dans la direction z
U	m/s	Vitesse de Darcy (Vitesse moyenne dans la section de sol grossier)
$U*$	m/s	Vitesse de frottement
U_{crit}	m/s	Vitesse de Darcy au seuil d'érosion
$U_{imposé}$	m/s	Vitesse moyenne imposé par la pompe

U_p	m/s	Vitesse de pores
V_p	-	Pourcentage du volume de milieu poreux perturbé par l'effet de paroi
x	m	Coordonnée dans la direction de l'écoulement
y	m	Distance à la paroi latérale
z	m	Altitude par rapport à la référence du dispositif

2.2 Alphabet grec

Variable	Unité	Définition
α	-	Paramètre de dispersion de la distribution de résistance : $\sigma_{\tau c}\ /<\tau_c>$
α_{15}	-	Paramètre proposé par Hoffmans
α_B	-	Coefficient dépendant de la structure du milieu poreux, Beavers et al. (1967)
α_{forme}	-	Facteur de forme des grains
α_{int}	-	Inclinaison de l'interface
β	-	Paramètre du modèle de Scheuermann
$\beta_{cohesion}$	-	Paramètre de cohésion proposé par Guidoux et al. (2010)
β_i	-	Paramètre empirique caractérisant la réduction de contrainte de cisaillement à l'interface
β_w	-	Paramètre de correction de la relation analytique proposée par Wörman et al. (1992)
Δh	m	Différence de charge entre l'entrée et la sortie de l'échantillon
Δh_{col}	m	Variation de hauteur d'eau dans la colonne d'eau
Δh_{er}	m	Variation de hauteur de l'échantillon suite à l'érosion
Δh_{res}	m	Variation de hauteur d'eau dans le réservoir
Δt	s	Intervalle de temps
γ	-	Nombre de fois qu'il faut ajouter ou retrancher l'écart-type pour obtenir la valeur caractéristique d'un paramètre (proposé par Grass en 1970)
γ'		Poids volumique déjaugé du sol
γ_{sat}	N/m^3	Poids volumique à saturation du sol
γ_w	N/m^3	Poids volumique de l'eau
δ	m	Rugosité du lit sédimentaire
ε	kg/s/m²	Taux d'érosion
ε_i	kg/s/m²	Taux d'érosion du couple i
Θ	-	Nombre de Shields
Θ_C	-	Nombre de Shields critique
κ	-	Constante de Von Karmann
κ_B	-	Paramètre géométrique proposé par Brauns
λ	m^{-1}	Fréquence spatiale de points d'érosion
μ	Pa.s	Viscosité dynamique de l'eau
μ'	Pa.s	Viscosité dynamique apparente dans l'équation de Darcy-Brinkmann
η	-	Indice optique de réfraction
η_i	-	Indice optique de réfraction du milieu i
ν	m²/s	Viscosité cinématique de l'eau
ρ_d	kg/m^3	Masse volumique sèche du sol
ρ_s	kg/m^3	Masse volumique des grains
ρ_w	kg/m^3	Masse volumique de l'eau
σ'	Pa	Contrainte effective verticale au niveau de l'interface
σ_R	Pa	Contrainte appliquée par la recharge
σ_τ	Pa	Ecart-type de la variable τ
$\sigma_{\tau c}$	Pa	Ecart-type de la variable τc
τ	Pa	Contrainte de cisaillement
$\langle\tau\rangle$	Pa	Valeur moyenne de la variable τ
$\langle\tau_c\rangle$	Pa	Valeur moyenne de la variable τ_c

τ_0	Pa	Contrainte de cisaillement au niveau de l'interface
τ_{exp}	Pa	Contrainte de cisaillement déterminée par un ajustement linéaire expérimental
τ_b	Pa	Contrainte de cisaillement à la paroi d'une conduite
τ_c	Pa	Contrainte de cisaillement critique
$\tau_{c,\ Shields,\ d50}$	Pa	Contrainte de cisaillement critique estimé d'après la courbe de Shields pour le d_{50} du sol
$\tau_{c,i}$	Pa	Contrainte de cisaillement critique du couple i
τ_i	Pa	Contrainte de cisaillement exercée par l'écoulement dans le couple i
$\tau_{interface}$	Pa	Contrainte critique de cisaillement à l'interface
τ_{lim}	Pa	Résistance mécanique du sol au cisaillement
τ_{Reddi}	Pa	Contrainte de cisaillement calculé d'après la relation proposé par Reddi et al. (2000)
τ_{xy}	Pa	Contrainte de cisaillement
τ_{xy}	Pa	Contrainte de cisaillement
τ_{xy}	Pa	Contrainte de cisaillement
$\tau_{Wörman}$	Pa	Contrainte de cisaillement calculé d'après la relation proposé par Wörman et al. (1992)
ϕ_i	°	Angle de frottement interne du sol fin
Φ_{CD}	°	Angle de frottement interne du sol fin en conditions consolidées, drainées
Φ_{CU}	°	Angle de frottement interne du sol fin en conditions consolidées, non drainées

3. Acronymes

ANR	Association Nationale de la Recherche
BLV	Limon de Bourg-Lès-Valence
C1	Configuration sol grossier sur sol fin
C2	Configuration sol fin sur sol grossier
CFGB	Comité Français des Grands Barrages
CIGB	Commission Internationale des Grands Barrages (ICOLD en anglais)
CIFRE	Conventions Industrielles de Formation par la REcherche
CIH	Centre d'Ingénierie Hydraulique
CNR	Compagnie Nationale du Rhône
DPIVsoft	Logiciel permettant de réaliser un calcul PIV
EC	Erosion de Contact
EDF	Electricité De France
EDG	Européenne De Géophysique
ERINOH	ERosion INterne dans les Ouvrages Hydrauliques
EVR	Elément de Volume Représentatif
GTR	Guide des Terrassements routiers
HET	Hole Erosion Test
IRM	Imagerie par Résonance Magnétique
JET	Jet Erosion Test
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussés (ou IFFSTAR)
LDA	Laser Doppler Anemometer,
LTHE	Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie Environnement
MES	Matières En Suspensions
MNT	Modèle Numérique de Terrain
PANDA	Pénétromètre dynamique léger
PIV	Particle Image Velocimetry
PMMA	Polyméthacrylate de méthyle
PTV	Particle Tracking Velocimetry
VBS	Valeur au bleu de méthylène

CHAPITRE I. INTRODUCTION

1. Contexte de l'érosion interne dans les digues

Comme on a encore pu le constater lors de la crue du petit Rhône en 2002 ou lors du passage de la tempête Xynthia en 2010, la rupture d'une digue ou d'un barrage est un événement dramatique générant des dégâts très importants tant matériels qu'humains. Dans une société où l'acceptation du risque par la population est de plus en plus réduit et où l'on cherche à atteindre un hypothétique « risque zéro », ces ruptures d'ouvrages apparaissent inacceptables aux yeux du grand public. Ce travail de thèse s'est attaché à mieux comprendre et prédire une cause possible de ces ruptures : l'érosion de contact.

La rupture d'un ouvrage hydraulique est définie comme la perte de sa fonction principale : retenir l'eau. La rupture peut-être générée soit par une rupture mécanique du sol le long d'une surface de glissement, soit par l'effet des forces hydrodynamiques qui entraînent progressivement les particules de sol. Plus précisément, on distingue trois phénomènes : le glissement par perte de stabilité mécanique, l'érosion externe et l'érosion interne. L'érosion externe est généralement provoquée par une surverse au-dessus de la crête de l'ouvrage. L'érosion interne peut être définie comme le déplacement de particules au sein du massif de sol induit par un écoulement hydraulique souterrain. C'est un phénomène similaire à l'érosion externe que l'on connaît mieux, lié à l'équilibre entre les forces hydrodynamiques de l'écoulement sur une particule et la résistance que celle-ci oppose, mais dans des conditions géométriques et hydrauliques différentes. C'est néanmoins un processus interne au sol et donc invisible de l'extérieur de l'ouvrage, sauf lorsque ses conséquences sont suffisantes pour induire des signes discernables en surface (tassements, augmentation du débit des fuites…). L'érosion interne peut donc se développer durant de longues années, sans qu'aucun indice extérieur ne permette de la détecter. Elle peut ensuite s'accélérer, lors d'une crue par exemple, et conduire à la rupture en un temps très court sans possibilité d'intervention. Une fois la rupture constatée, il est souvent très difficile d'en retrouver la cause initiale, plus facilement attribuée à des observations tardives (glissement, surverse…) qu'à un phénomène lent et invisible comme l'érosion interne. Elle est, de ce fait, souvent sous-estimée.

Parmi les ouvrages hydrauliques concernés par l'érosion interne, on peut distinguer :

- les digues de protection contre les crues dont le rôle est d'éviter une inondation, mais qui, en temps normal, ne sont pas en charge, c'est-à-dire soumis à une hauteur d'eau (9000 km en France),

- les digues de canaux pour la navigation, en charge de façon permanente (8000 km),

- les canaux hydroélectriques pour acheminer l'eau à un barrage dans un objectif de production d'électricité (1000 km),

- les barrages en terre dont quelques-uns très grands, comme le barrage de Grand-Maison ou de Serre-Ponçon, mais aussi des milliers de barrages de petite taille, parfois seulement de quelques mètres.

Les charges hydrauliques en jeu vont donc de quelques mètres à près de 150 m pour les très grands barrages. Le soin apporté à leur construction, au choix des matériaux utilisés ainsi qu'au suivi et à l'auscultation périodique de ces ouvrages est fortement fonction du risque lié à leur rupture. Les ouvrages d'envergure font l'objet d'un contrôle très régulier et approfondi alors qu'une grande partie des digues n'est que très rarement auscultée. En France, la plupart d'entre-elles ont actuellement plus de 30 ans et parfois beaucoup plus, comme par exemple les digues d'amenée du barrage de Cusset mises en service en 1899 ou encore celles de la Loire dont la construction a débuté au XII^{ème} siècle (Cuillou, et al., 2005). Ces digues subissent un effet de vieillissement dont les conséquences sur leurs performances sont difficilement quantifiables. A la vue de l'important linéaire mis en jeu (15000 km au total en France !), de la variabilité des modes de construction ainsi que du suivi de ces ouvrages, et du vieillissement global du parc, il apparaît logique que des ruptures soient assez fréquentes (Figure I-1).

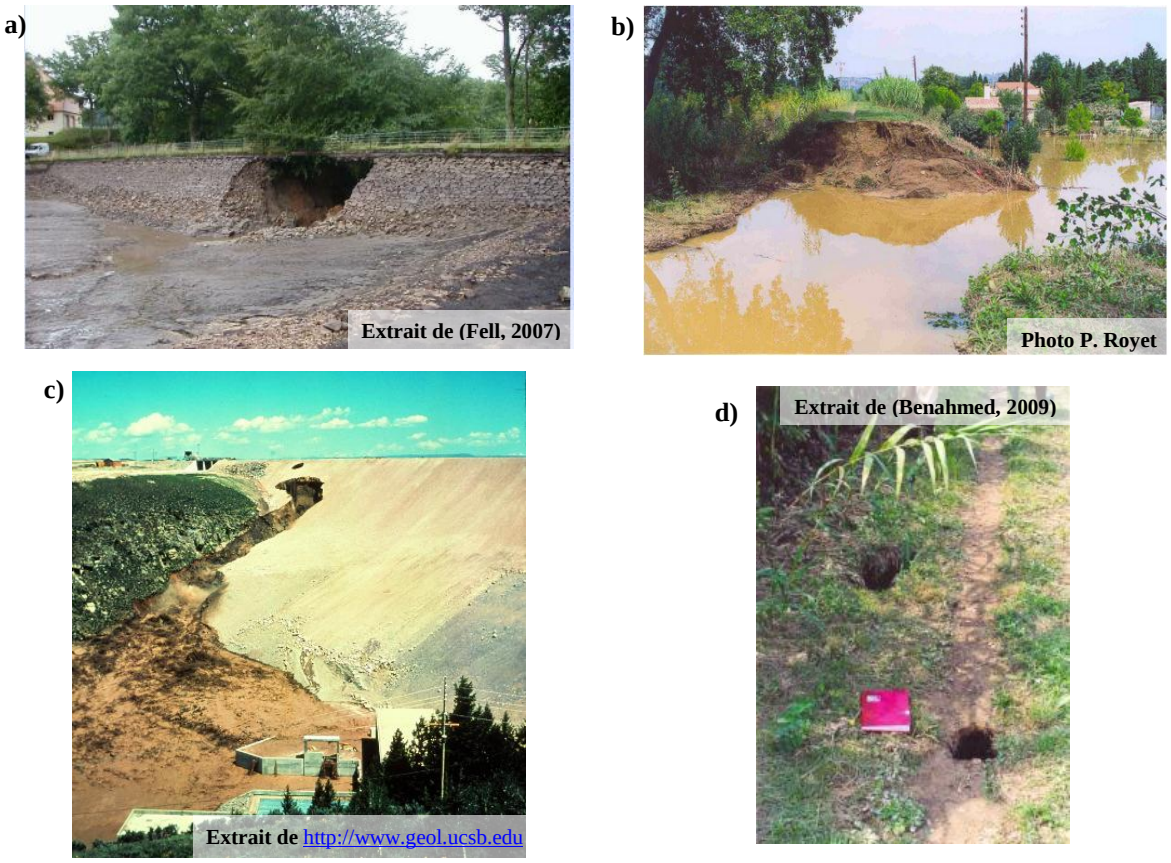


Figure I-1 : Rupture d'ouvrages suite à une érosion interne : a) Rupture du barrage des Ouches (2001) ; b) Brèche sur la digue d'Aramon (2002) ; c) Rupture de Teton Dam, USA (1976) ; d) Fontis en crête de digue

Des statistiques réalisées sur les grands barrages en terre ont montré qu'il y avait dans le monde, entre 1970 et 1990, une moyenne de 26 ruptures par an de barrages en terre, dont 40% peuvent être attribuées à l'érosion interne (ICOLD, 1995). Malgré l'évolution des méthodes d'auscultation et de suivi, le problème reste d'actualité et on a constaté en France, depuis l'an 2000, environ 1 rupture/an attribuée à l'érosion interne. Ces ruptures ont un coût élevé tant humain (5 victimes pour la digue d'Aramon en 2002) que financier (coût des inondations en Europe évalué à 3 milliards d'euros de 1980 à 2003) (Bonelli, et al., 2011).

Plus récemment, l'arrêté du 12/06/2008 fixe comme obligation pour les gestionnaires d'ouvrages hydrauliques, la réalisation d'études de dangers décrivant les mécanismes pouvant mener à une rupture de l'ouvrage ainsi que leurs cinétiques. Devant les lacunes actuelles des outils de l'ingénieur pour appréhender les problèmes d'érosion interne, un projet de l'Agence National de la Recherche (ANR) a été lancé en 2006 puis poursuivi par un financement de type Projet National : le projet ERINOH (ERosion INterne dans les Ouvrages Hydrauliques). Dans le cadre de ce projet, cette thèse a été financée par une convention CIFRE avec le Centre d'Ingénierie Hydraulique d'EDF pour améliorer la prise en compte et la compréhension du phénomène d'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques.

1. Typologie de l'érosion interne

Nous adopterons ici la terminologie adoptée par le CIGB (Comité International des Grands Barrages) et décrite dans un bulletin à paraître sur l'érosion interne (ICOLD, 2012). Parmi les mécanismes qui mènent à la rupture par érosion interne, on considère successivement : l'initiation, la filtration (ou continuation), la progression et la brèche. L'initiation correspond au détachement des premières particules de sol. Ces particules sont transportées par l'écoulement et peuvent éventuellement être piégées par une constriction lors du processus de filtration. Si une quantité suffisante de particules échappe au piégeage et sort de l'ouvrage, il en résulte des modifications importantes de perméabilité du sol ainsi que l'apparition de cavités et éventuellement de tassements : c'est la progression. Finalement, si des conditions favorables à l'érosion persistent, une brèche se forme, permettant le passage de l'eau à travers l'ouvrage et menant à la rupture.

Quatre mécanismes d'érosion interne ont été différenciés pour l'initiation : l'érosion de conduit, l'érosion régressive, la suffusion et l'érosion de contact (Tableau I-1).

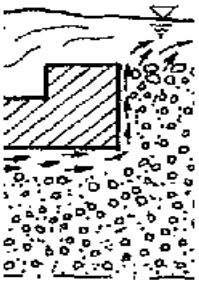
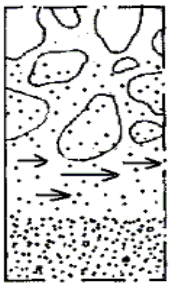
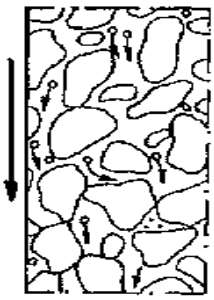
Erosion interne de conduit ou de fissure	**Erosion interne régressive (généralisée ou locale au fond d'un conduit)**
Entraînement des particules des lèvres de la fissure ou de la surface de la cavité sous l'action de l'écoulement de l'eau	 Entraînement des particules sous une surface cohésive ou rigide à l'exutoire de l'écoulement souterrain d'abord à la paroi aval et ensuite au fond du conduit creusé de l'aval vers l'amont
Erosion interne de contact	**Suffusion, (suffosion) ou instabilité interne d'un sol ou érosion volumique**
 Entraînement des particules d'un sol fin le long de son contact avec un sol grossier par l'écoulement traversant le sol grossier	 Entraînement des particules fines libres de se mouvoir à travers les vides des particules grossières d'un sol à la granulométrie discontinue

Tableau I-1 : Les différents mécanismes d'initiation de l'érosion interne. Tableau extrait de (Bonelli, et al., 2011).

L'érosion de conduit est générée par l'apparition d'une fissure ou d'un défaut dans l'ouvrage. On a alors un espace libre de sol où l'écoulement se concentre et initie l'érosion des parois. C'est une érosion de surface entre deux milieux bien distincts, le sol et le conduit. L'érosion régressive apparaît à l'endroit où l'écoulement sort de l'ouvrage et atteint la surface. Les particules de sol ne sont pas soumises à une contrainte verticale et peuvent être détachées et entrainées facilement, engendrant un déplacement régressif de la surface. La suffusion apparaît lorsque des particules sont mises en mouvement au sein même du sol et transportées à travers sa matrice : c'est une érosion de volume. Enfin, l'érosion de contact, qui fait l'objet de cette étude, est induite par le détachement de particules à l'interface entre deux milieux poreux de granulométries très différentes. Par exemple, lorsqu'une couche de gravier est en contact avec une couche de sable fin, les grains de sable à l'interface des deux couches peuvent être détachés et transportés à travers les pores de la couche de gravier. L'érosion de contact est aussi parfois appelée érosion d'interface ou suffusion de contact, mais on gardera ici le terme d'érosion de contact ou EC. Ce mécanisme est fortement lié à la discontinuité entre les deux couches, en termes de granulométrie mais aussi de perméabilité. Cette discontinuité va permettre de remplir les deux conditions nécessaires à l'érosion. D'abord, le matériau grossier possède une perméabilité importante et va être le siège de vitesses d'écoulement élevées, suffisantes pour détacher et entraîner les particules : c'est la condition hydraulique. Ensuite, les tailles des pores et des constrictions de ce matériau sont assez

grandes par rapport à la taille des particules du sol fin transportées pour permettre le passage de ces particules sans piégeage : c'est la condition géométrique.

2. Localisation et configurations de l'érosion de contact dans les ouvrages

2.1 Localisation de l'EC

L'érosion de contact nécessite l'existence d'une interface entre deux couches de granulométries différentes soumises à un écoulement. L'apparition et la localisation de l'érosion de contact sont fortement liées à la conception de l'ouvrage et aux matériaux utilisés.

L'ouvrage peut être construit avec un seul type de matériau trouvé sur place, plus ou moins compacté (Figure I-2-a). C'est la solution la moins onéreuse et celle utilisée pour une majorité de très petits ouvrages, de quelques mètres de haut, ou pour des ouvrages à faible enjeu. Dans cette configuration, une interface est forcément présente entre le matériau utilisé et le sol de fondation en place. La fondation est parfois traitée par un décapage des matériaux de mauvaise qualité et éventuellement des injections de coulis pour diminuer sa perméabilité. Néanmoins, il est fréquent de rencontrer des digues en sol fin (limon) mises en place directement sur des sols grossiers (graviers). C'est notamment le cas d'une grande partie des digues des vallées alluviales, comme les digues du Rhône ou du Rhin. On a alors une localisation privilégiée pour l'érosion de contact, à l'interface entre la fondation et l'ouvrage. D'autre part, dans ce type d'ouvrage, le matériau utilisé est souvent hétérogène, et des risques de ségrégation existent lors de sa mise en place. Des zones plus grossières peuvent se former et favoriser des écoulements préférentiels. Une érosion de contact apparaît alors au contact des sols fins environnants. L'existence d'hétérogénéités est fréquente également dans les sols de fondations. Dans le cas de dépôts alluvionnaires, on observe la superposition de couches de granulométries très différentes, liée au tri granulométrique au sein de la rivière, lors des différentes phases de sa vie. Ces hétérogénéités peuvent aussi être accentuées par l'apparition d'un autre type d'érosion interne, la suffusion. Au sein d'une couche de gravier sableux par exemple, le sable peut-être érodé et entrainé par suffusion. Au fil du temps, la fraction sableuse au sein du sol diminue tandis que la perméabilité augmente ainsi que la taille moyenne des constrictions. Une couche de sol ne respectant pas initialement les conditions nécessaires à l'apparition d'érosion de contact peut donc devenir favorable à son développement suite à l'action de la suffusion.

Ensuite, pour les constructions de plus grande hauteur, on construit généralement des ouvrages « zonés ». La conception la plus fréquente comporte un noyau élancé, en sol fin de bonne qualité, entouré de deux recharges en matériaux plus grossiers (Figure I-2 b). Le noyau a un rôle d'étanchéité alors que les recharges assurent la stabilité mécanique et le drainage. En cas d'écoulement à travers le noyau, par exemple si une fissure apparaît, il y a un fort risque

d'érosion de particules du noyau et de transport à travers la recharge. C'est pourquoi on utilise souvent des couches « filtres » de granulométrie intermédiaire entre celles du noyau et des recharges. Ces couches sont destinées à piéger les particules transportées et à stopper l'écoulement. Au sein de ces ouvrages zonés, on retrouve un risque d'érosion de contact aux interfaces citées précédemment pour un ouvrage homogène auquel s'ajoute un risque aux interfaces entre les différentes zones, par exemple en cas de crue si un écoulement à travers la recharge passe par-dessus le noyau.

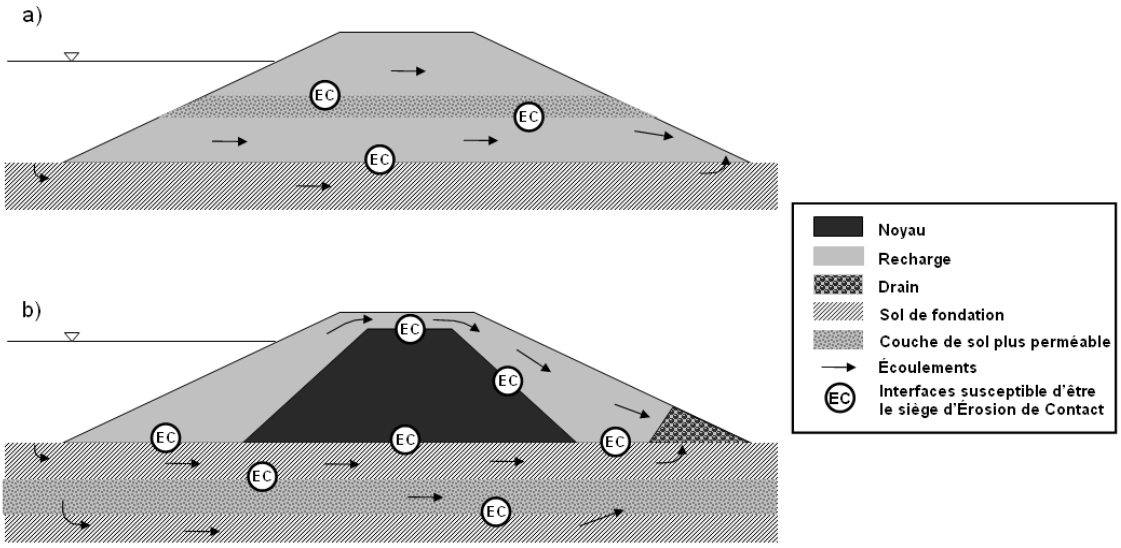


Figure I-2 : a) Schéma de digue de protection contre les crues construites avec les matériaux in-situ. b) Schéma classique de digue fluviale zonée. Dans les 2 types d'ouvrages, les zones potentiellement exposées à l'EC ont été indiquées.

2.2 Configurations rencontrées

Les matériaux concernés par l'EC sont les sols constitutifs de l'ouvrage ou les sols de fondation. La couche de matériau dit « grossier » est, du fait de sa perméabilité élevée et de ses pores de plus grandes dimensions, le lieu de l'écoulement hydraulique principal et du transport éventuel des particules fines. Cette couche est typiquement composée de graviers, parfois mélangés à des sables ou des limons. Par la suite, on utilisera, en référence à cette couche grossière, la variable D pour désigner la taille caractéristique des particules et, quand une plus grande précision est nécessaire, le x-centile D_x de la distribution granulométrique du sol[1]. La couche du matériau dit « fin » est la couche effectivement soumise à l'érosion et peut être constituée de sables, de limons, d'argiles, ou un mélange de ces constituants. De la même manière que pour le sol grossier, on utilisera pour cette couche les variables d et d_x pour en caractériser la granulométrie.

[1] D_x est la dimension des particules telle qu'il y ait dans le matériau x % en masse de particules ayant une taille inférieure ou égale à D_x.

Différentes configurations sont rencontrées pour l'érosion de contact en fonction de l'orientation des deux couches de sol et de la direction de l'écoulement (Tableau I-2). Les dépôts sédimentaires dans les sols de fondation et la construction de l'ouvrage par mise en place successive de couches de sol, favorisent l'existence d'interfaces horizontales entre granulométries différentes. De plus, la direction principale de l'écoulement à travers l'ouvrage est horizontale, du canal vers le contre-canal. Les configurations les plus fréquentes sont donc celles d'une interface horizontale soumise à un écoulement tangent. Elles sont représentées par les schémas a) et b) du Tableau I-2).

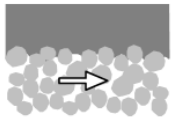
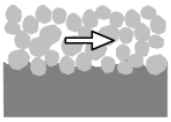
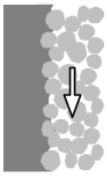
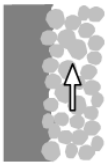
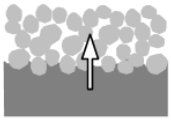
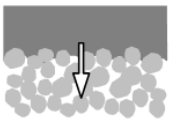
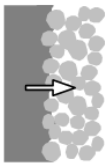
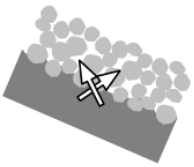
	Interface horizontale		Interface verticale	
Ecoulement tangent à l'interface	a) 	b) 	e) 	f) 
Ecoulement normal à l'interface	c) 	d) 	g) 	
Cas général : Ecoulement et interface inclinés	h) 			

Tableau I-2 : Configurations élémentaires d'érosion de contact en fonction de l'orientation de l'interface et de la direction de l'écoulement (flèches blanches) par rapport à la gravité (sol fin en gris foncé, sol grossier en gris clair)

Néanmoins, d'autres configurations sont envisageables, localisées par exemple aux interfaces du noyau. Considérons les configurations c), d) et g) où l'écoulement est normal à l'interface. La vitesse de l'écoulement est dans ce cas contrôlée par la perméabilité de la couche de sol fin et des vitesses élevées sont peu probables. Le cas c) s'apparente à un phénomène de boulance mais est influencé par la présence de la couche de gravier. On peut alors utiliser un critère similaire à celui de Terzaghi, avec une modification empirique pour prendre en compte l'influence de la présence du sol grossier, comme dans les deux expressions suivantes du gradient hydraulique critique : $i_c = 0{,}66 + 6/(d_{10}^2(D_{50}/d_{50})^2)$ (Ziems, 1969) et $i_c = A_p(1-n)\gamma'/\gamma_w$ (Perzlmaier, 2005), avec γ' (N/m^3) le poids volumique déjaugé des particules, γ_w (N/m^3) le poids volumique des grains, et A_p un coefficient empirique compris entre 0,7 et 0,8. A l'inverse, la situation d) pour laquelle l'écoulement est descendant s'apparente à un processus de filtration. On peut se tourner dans ce cas vers les critères géométriques existants pour le dimensionnement des couches filtres (Vaughan, et al., 1982; Sherard, et al., 1984; Sherard, et al., 1989; Foster, et al., 2001). On voit que ces

configurations d'écoulement normal à l'interface font ainsi intervenir des mécanismes étudiés pour d'autres types d'érosion interne et ne seront pas détaillées au cours de ce travail.

Ensuite, les configurations a), b) e) et f), se distinguent par l'influence des forces de gravité sur le processus d'érosion. Elles peuvent être stabilisatrices pour la configuration a), déstabilisatrices pour la configuration b) ou intermédiaires pour les configurations e) et f). Les interfaces verticales étant assez rares dans les ouvrages hydrauliques, nous nous focaliserons par la suite uniquement sur les configurations a) et b).

Nous avons jusqu'à présent considéré que le sol fin était la couche érodée alors que le sol grossier restait en place. L'inverse est néanmoins possible, par exemple dans le cas d'une configuration de type a) avec une couche de sable sous une couche d'argile. C'est le cas d'une majorité des digues hollandaises et c'est l'objet de nombreuses études théoriques et expérimentales (Sellmeijer, 2006). Le phénomène est amorcé par une érosion régressive du sable à l'aval qui se propage à l'interface, la couche d'argile jouant ici le rôle de toit et permettant l'existence d'un conduit. Celui-ci se propage de manière régressive, jusqu'à traverser l'ouvrage et entraîner sa rupture. De façon similaire, on constate fréquemment qu'une interface entre un sol et une paroi rigide, en béton par exemple, est un lieu privilégié de développement de l'érosion interne. Ces phénomènes, même s'ils se développent grâce à l'existence d'une interface et d'une zone de contact sont à rapprocher des mécanismes d'érosion régressive et d'érosion de conduit et ne seront pas développés ici.

3. Outils existants pour prendre en compte le risque d'érosion interne

Comme détaillé au §1, l'érosion interne est une cause importante de rupture des ouvrages hydrauliques. Pour limiter ce risque lors du dimensionnement d'un nouvel ouvrage ou pour diagnostiquer la vulnérabilité d'un ouvrage existant, il est nécessaire de pouvoir disposer de critères permettant de prédire le développement d'une érosion interne en fonction de la sollicitation hydraulique appliquée et de caractéristiques mesurables du sol.

Des critères empiriques globaux ont d'abord été établis d'après le retour d'expérience. Ils permettent de définir un gradient d'ensemble à ne pas dépasser, à l'image des critères de Bligh (1927) et Lane (1935). Ces relations restent néanmoins très approximatives et ne prennent pas en compte les spécificités de l'ouvrage, du sol et des différents types d'érosion interne pouvant se développer.

Des expérimentations à l'échelle de l'échantillon ont été mises en place afin de reproduire les différents types d'initiation de l'érosion interne en laboratoire (*Cf.* Tableau I-1). Sur la base de ces résultats, des modèles phénoménologiques, mais aussi des relations pour quantifier l'érosion générée par une sollicitation hydraulique donnée, ont été développés.

Ainsi, pour étudier l'érosion de conduit, le HET (Hole Erosion Test) consiste à effectuer un trou central sur toute la longueur d'un échantillon de sol cylindrique puis à le soumettre à un écoulement (Figure I-3-a-b). Le trou s'agrandit alors progressivement avec

l'érosion de ses parois. L'essai est interprété grâce à une modélisation du processus intégrant une loi d'érosion de surface classique (Benahmed, et al., 2007; Bonelli, et al., 2008). Dans le cas de la suffusion, des essais au sein d'un œdomètre (Figure I-3-d) ou d'une cellule triaxiale (Figure I-3-e), tous deux modifiés spécifiquement, permettent d'appliquer un chargement hydraulique et mécanique à un échantillon de sol. L'essai est généralement réalisé en augmentant progressivement le chargement jusqu'à observer un transport de particules. On détermine ainsi les conditions nécessaires à l'initiation de la suffusion (Bendahmane, 2008; Li, et al., 2008).

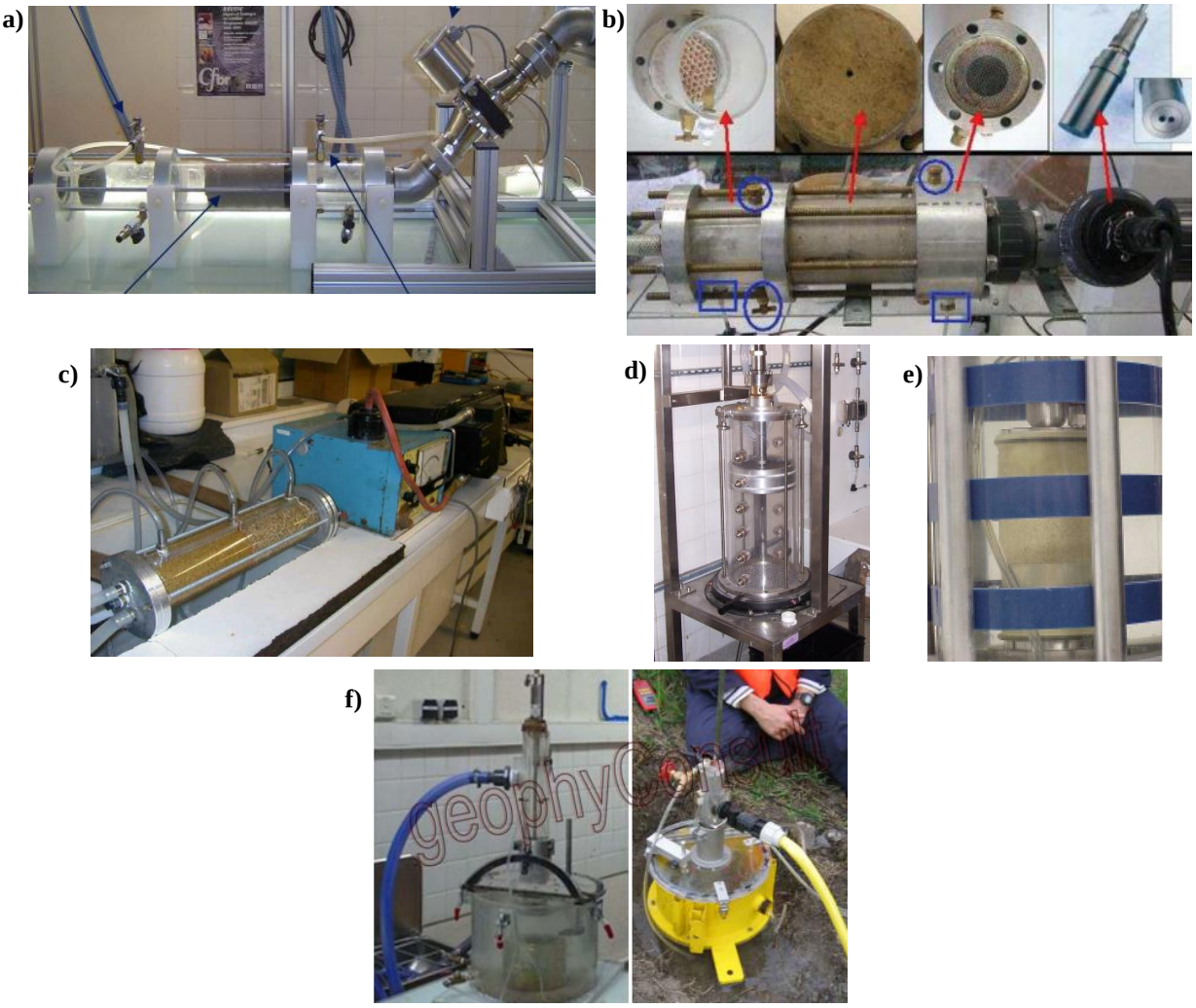


Figure I-3 : Dispositifs expérimentaux permettant de tester la sensibilité d'un sol à différents types d'érosion interne : a) HET (Hole Erosion Test) utilisé par le Cemagref ; b) HET du LCPC ; c) Essai de filtration dans une colonne au LOMC ; d) Essais de suffusion dans une cellule œdométrique modifiée au GeM ; e) Essais de suffusion dans une cellule triaxiale modifiée au GeM ; f) JET (Jet Erosion de Test) de la société Géophyconsult

Dans le cas de l'érosion externe cette fois, consécutive en général à une surverse, le JET (Jet Erosion Test) consiste à impacter perpendiculairement le sol avec un jet d'eau submergé (Figure I-3-f). La profondeur du trou créé par le jet dans le sol est mesurée à intervalles de temps réguliers. Une modélisation du processus a été proposée, intégrant une loi

d'érosion de surface identique à celle utilisée pour modéliser l'érosion de trou (Hanson, et al., 2004). Des essais réalisés sur des sols identiques avec les deux dispositifs, HET et JET, ont néanmoins montré que les paramètres de la loi d'érosion obtenus étaient différents d'un facteur 10 à 100. Cela indique que, soit l'interprétation actuelle de ces essais est erronée, soit la loi d'érosion utilisée est insuffisante pour modéliser correctement l'action des contraintes hydrauliques dans ces deux cas très différents. Une autre méthode, basée sur une approche énergétique, a ainsi été proposée pour tenter d'obtenir des caractéristiques d'érodabilité similaires dans les deux dispositifs (Regazzoni, 2009 ; Marot, 2011a).

Dans le cas de l'EC, des dispositifs expérimentaux à l'échelle de l'échantillon ont aussi été mis au point pour soumettre une interface entre deux couches de sol à une sollicitation hydraulique contrôlée. Des critères d'initiation de l'érosion ont ainsi pu être obtenus, principalement pour l'érosion d'un sable sous un gravier. Ces résultats seront détaillés au Chapitre III.

Ces différents essais permettent de caractériser la sensibilité d'un échantillon de sol à plusieurs types d'érosion interne. En réalisant des prélèvements sur un ouvrage existant ou sur des stocks de matériaux destinés à la construction d'un ouvrage neuf, on peut ainsi établir le comportement de ce sol lorsqu'il est soumis à un chargement hydraulique et mécanique. Pour pouvoir utiliser ces résultats en vue du dimensionnement d'un ouvrage, il est néanmoins nécessaire de faire l'hypothèse que l'essai réalisé à l'échelle de l'échantillon est représentatif du comportement d'un ouvrage de dimensions 10 à 100 fois plus grandes.

Ces essais restent toutefois encore peu répandus, relativement coûteux et complexes à mettre en œuvre. D'autre part, chacun de ces essais ne caractérise a priori qu'un type d'initiation de l'érosion. La recherche actuelle sur ce domaine s'attache ainsi à comparer les résultats de ces différents essais sur des sols identiques, pour déterminer si un seul essai d'érosion serait en mesure de caractériser la sensibilité d'un sol aux quatre types d'initiation. Elle vise aussi à établir des relations, généralement semi-empiriques, reliant la sensibilité du sol à l'érosion à des paramètres géotechniques mesurables avec des essais classiques de mécanique des sols (granulométrie, teneur en eau, limites d'Atterberg, valeur au bleu, résistances mécaniques…). Ces relations possèdent l'avantage de se baser sur des données standard de caractérisation des sols, peu coûteuses et souvent disponibles dans des archives. On éviterait ainsi la réalisation d'un essai spécifique au type d'érosion interne concerné.

Un dimensionnement moderne d'un ouvrage hydraulique en terre contre le risque d'érosion interne pourrait donc être réalisé, dans un premier temps, en utilisant ces relations semi-empiriques caractérisant la sensibilité du sol à l'érosion en fonction de ses caractéristiques géotechniques et, lorsqu'une plus grande précision est nécessaire, par la réalisation d'un essai d'érosion spécifique sur un échantillon.

Néanmoins, l'érosion interne est un processus complexe, mettant en jeu de nombreux paramètres physiques. Le sol est un matériau très hétérogène, rendant l'interprétation des expérimentations difficile. Le travail de recherche actuel a pour objectifs de fiabiliser

l'interprétation de ces essais et d'établir des relations robustes entre sensibilité à l'érosion et caractéristiques du sol.

4. Problématique scientifique

4.1 Objectifs

La problématique actuelle à laquelle les gestionnaires doivent faire face vient du suivi des milliers de kilomètres d'ouvrages existants et vieillissants. Les exigences de sécurité de la société actuelle imposent au gestionnaire de prouver que son ouvrage est sûr ou au moins d'être en mesure de quantifier son risque de rupture par des études de danger qui sont désormais une obligation légale. Dans cette optique, il faut pouvoir identifier les situations où une érosion interne est susceptible de se développer et le cas échant, évaluer sa cinétique et ses possibles conséquences.

Jusqu'à maintenant, très peu d'études ont considéré le cas de l'EC. Les critères d'initiation proposés dans la littérature ont été validés sur un nombre d'essais peu conséquent, avec une faible variété de types de sol et de configurations d'érosion. Aucune relation satisfaisante n'a été proposée pour prédire l'initiation de l'EC dans le cas de sols fins (limons, argiles) et dans la configuration d'un sol fin au-dessus d'un sol grossier (Tableau I.1-a). Pourtant, comme détaillé au §2, cette configuration et ce type de sol sont très fréquents dans les ouvrages hydrauliques en terre, notamment sur les digues fluviales du Rhône et du Rhin. D'autre part, la progression de l'EC après son initiation a été peu étudiée et ses conséquences sur le comportement de l'ouvrage ont uniquement fait l'objet de suppositions.

Ce manque d'intérêt pour l'EC vient en partie du fait qu'il se développe au cœur de l'ouvrage, rendant son identification peu aisée. On considère aussi fréquemment que l'EC est un processus lent, laissant le temps d'intervenir, sans risque de rupture brutale. Cette opinion est confortée par l'existence d'ouvrages dont on suspecte fortement qu'ils sont soumis à une EC depuis des dizaines d'années, sans que des conséquences autres que des tassements modérés et des fontis n'aient été identifiés. Il est vrai qu'aucun cas de rupture attribué avec certitude à l'EC n'a été répertorié jusqu'à ce jour. Néanmoins, lorsqu'une rupture se produit, il est difficile de retrouver a posteriori les raisons de l'initiation de l'érosion. Il est donc nécessaire de valider ces affirmations par des résultats théoriques et expérimentaux afin de confirmer, ou non, ce risque limité associé à l'EC. Dans cette optique, il paraît important de pouvoir :

- mieux comprendre les mécanismes en jeu dans l'objectif d'identifier les processus clés et d'en proposer une modélisation physique plus robuste que les critères actuels,

- compléter les données expérimentales existantes à l'échelle de l'échantillon, notamment pour les sols fins et la configuration sol fin au-dessus du sol grossier, de manière à pouvoir évaluer les critères existants et valider une nouvelle modélisation,

- étudier l'aptitude des essais à l'échelle de l'échantillon à reproduire le comportement de l'EC au sein d'un ouvrage réel,

- comprendre les conséquences de l'EC sur le comportement d'un ouvrage et établir si, effectivement, la dégradation est lente et sans risque de rupture brutale.

4.2 Démarche de recherche

Pour répondre aux questions soulevées, l'approche choisie est une démarche expérimentale à différentes échelles.

A l'échelle du grain, il s'agit d'identifier les processus en jeu en observant le développement de l'EC dans un milieu poreux modèle rendu transparent grâce à une technique d'ajustement d'indices optiques. A cette échelle, nous chercherons aussi à caractériser l'écoulement hydrodynamique dans la zone d'EC, c'est-à-dire à proximité d'une interface entre deux milieux poreux. C'est en effet l'écoulement à l'échelle des pores du sol grossier, à proximité de la surface du sol fin, qui est responsable de l'EC. Pour cela, nous avons choisi de réaliser des mesures de champs de vitesse grâce à la méthode de « Particle Image Velocimetry ».

A l'échelle de l'échantillon, il s'agit de compléter les données expérimentales existantes par des essais sur des sols fins (argiles, limons) et dans le cas d'un sol fin positionné au-dessus d'un sol grossier. Il s'agit aussi d'améliorer l'interprétation de cet essai en étudiant l'influence de différents paramètres sur le résultat obtenu. Grâce aux observations et aux mesures réalisées à l'échelle du grain, nous souhaitons également proposer une modélisation de cet essai s'appuyant sur une base physique fiable.

Enfin, l'échelle de l'ouvrage permettra de valider l'extrapolation à plus grande échelle des résultats obtenus sur des échantillons, d'étudier la progression de l'EC après son initiation et de comprendre ses conséquences sur le comportement de l'ouvrage, notamment la possibilité d'une rupture.

Cette étude se limitera aux configurations a) et b) du Tableau I-2, dans le cas où le sol grossier reste en place et le sol fin est érodé. Nous nous focaliserons par ailleurs sur la compréhension des mécanismes en jeu à court terme, soit au maximum de l'ordre de la semaine. Cette restriction est cohérente avec le processus se développant au cours d'une crue par exemple, mais ne permet pas de prendre en compte les phénomènes lents, en action sur plusieurs années dans le cas des ouvrages à charge permanente. Ce travail est néanmoins une première étape nécessaire avant d'étudier l'influence des nombreux paramètres influençant le processus à long terme.

4.3 Positionnement de la thèse par rapport aux précédents travaux

Ce travail fait suite à la thèse de Ho Chia-Chun intitulée « The erosion behavior of revetment using geotextile » réalisée au sein du LTHE (Ho, 2007). Cette thèse était centrée sur l'utilisation d'un géotextile à l'interface entre deux couches de sol, pour limiter le développement de l'érosion, mais des essais sans géotextile avaient également été réalisés. A la suite de cette thèse, un travail de post-doctorat a été conduit par Cyril Guidoux en continuant l'étude expérimentale menée par Ho Chia-Chun sur l'érosion de contact à l'échelle de l'échantillon et sans géotextile (Guidoux, et al., 2010).

La présente thèse poursuit ces deux études effectuées à l'échelle de l'échantillon. Le dispositif expérimental utilisé en est issu, même s'il a été largement modifié. Les études expérimentales à l'échelle du grain et à l'échelle de l'ouvrage sont des travaux nouveaux initiés durant ma thèse.

De façon un peu plus large, cette thèse a été conduite en étroite connexion avec les autres laboratoires participant au projet ERINOH qui avaient chacun pour objectif d'apporter une contribution à l'étude des autres mécanismes d'érosion interne (suffusion, érosion de conduit…) et à leur modélisation.

5. Organisation du manuscrit

Après ce premier chapitre d'introduction du contexte et de définition des principaux concepts, nous présenterons les différentes études expérimentales menées durant cette thèse. Le Chapitre II abordera l'échelle du pore, en s'attachant à caractériser l'écoulement à l'interface entre deux milieux poreux. Le Chapitre III présentera les essais réalisés à l'échelle de l'échantillon, en décrivant les phénomènes observés ainsi que les lois d'érosion pour appréhender l'EC. Une modélisation stochastique de ces essais, basée sur les résultats des mesures à l'échelle du pore, sera décrite dans le Chapitre IV. Enfin, le Chapitre V est dédié aux essais à l'échelle de l'ouvrage, afin d'analyser l'influence de la taille de l'échantillon sur le processus, mais aussi d'étudier les mécanismes en jeu depuis l'initiation d'une EC à la rupture d'un ouvrage. Finalement, nous tirerons les conclusions de ce travail et développerons les perspectives qu'il soulève.

CHAPITRE II : ECHELLE DU PORE

1. Introduction

L'EC est contrôlée par le détachement et le transport de particules à la surface d'une couche de sol fin au contact avec une couche de sol grossier où se situe l'écoulement hydraulique initiateur de l'érosion. Durant cette thèse, nous avons choisi de nous focaliser sur une configuration fréquente au sein des ouvrages hydrauliques, celle d'un écoulement tangent à l'interface entre les deux couches. L'écoulement fournit l'impulsion nécessaire au détachement et au transport des particules, c'est le moteur du phénomène d'érosion. La première étape pour comprendre et modéliser l'EC est donc de caractériser précisément l'écoulement hydraulique existant à l'interface entre deux milieux poreux présentant un fort contraste de perméabilité.

Henry Darcy a établi en 1856 l'existence d'une proportionnalité entre le gradient hydraulique et la vitesse moyenne de l'écoulement au sein d'un milieu poreux (Darcy, 1856). Cette relation, appelée loi de Darcy, reste encore aujourd'hui la base de la majorité des calculs d'écoulements souterrains. Dans cette modélisation, le milieu poreux est considéré comme un milieu continu, à travers lequel transite un liquide avec une vitesse moyenne, appelée vitesse de Darcy. L'écoulement réel, au sein des pores, n'est pas représenté. Depuis une vingtaine d'année, grâce à de nouvelles techniques de mesure et à l'explosion des performances du calcul numérique, plusieurs auteurs se sont attachés à mesurer et décrire plus finement, c'est-à-dire à l'échelle du pore, les caractéristiques des écoulements en milieux poreux (Hlushkou, et al., 2006). Dans le contexte de l'EC, c'est à cette échelle qu'il est nécessaire de décrire l'écoulement, de manière à caractériser la sollicitation hydraulique exercée sur les particules du sol fin, au sein même des pores du sol grossier.

Le cas de l'EC est complexe puisque l'érosion ne se développe pas à l'intérieur d'un unique milieu poreux homogène, mais à l'interface entre deux milieux poreux présentant une forte séparation d'échelles spatiales. Comme évoqué au Chapitre I, pour amorcer l'érosion, il est nécessaire qu'il y ait un rapport granulométrique suffisamment important (de l'ordre de 10) entre les deux milieux, pour que les particules les plus fines puissent traverser les constrictions entre les grains grossiers. Les deux milieux poreux possèdent donc des perméabilités très différentes, avec des vitesses d'écoulement nettement plus élevées dans le matériau grossier par rapport à celles dans le matériau fin. L'interface entre les deux milieux est ainsi à la fois une zone de transition entre deux granulométries distinctes mais aussi une zone de transition pour l'écoulement hydraulique.

La zone de transition entre un milieu libre et un milieu poreux a fait l'objet de nombreux travaux, cherchant à décrire l'évolution des vitesses entre les deux domaines (Beavers, et al., 1967; Saffman, 1971; Gupte, et al., 1997; Goharzadeh, et al., 2005). En

revanche, la zone de transition entre deux milieux poreux est nettement moins bien documentée et semble avoir uniquement fait l'objet d'études analytiques et numériques, sans que ces résultats n'aient été confrontés à des mesures (Vafai, et al., 1987; Allan, et al., 2002).

L'objectif de ce chapitre est donc d'étudier précisément l'écoulement dans la zone de transition entre deux milieux poreux, dans le but de caractériser à l'échelle du pore la sollicitation hydraulique qui initie l'EC. Un dispositif expérimental a été conçu et réalisé pour cela. Il permet de reconstituer une interface entre deux milieux poreux modèles et de mesurer à proximité de l'interface les vitesses d'écoulement à l'intérieur même des pores.

Une première partie de ce chapitre sera consacrée à un état de l'art des connaissances actuelles sur les écoulements en milieu poreux, en s'attardant sur leur description à proximité des interfaces ainsi que sur les méthodes expérimentales et numériques existantes. Dans une deuxième partie, nous décrirons le dispositif expérimental qui a été mis en place, ainsi que les méthodes d'analyse utilisées. Une interprétation spécifique de ces résultats sera ensuite présentée dans le but de déterminer la sollicitation hydraulique générant l'EC. Finalement, nous profiterons des capacités de ce dispositif expérimental dans le cas particulier d'une interface entre une couche de sable et une couche de billes pour réaliser des observations visuelles directes du phénomène d'EC et identifier les processus clés mis en jeu.

2. Etat de l'art : écoulement en milieu poreux

2.1 Rappels d'hydraulique en milieu libre

Dans le contexte de l'EC dans les sols, le fluide en jeu est nécessairement l'eau. Nous ferons donc toujours l'hypothèse qu'il s'agit d'un fluide Newtonien incompressible. Le mouvement d'un fluide dans un espace libre est décrit par les équations de Navier-Stokes. Néanmoins, ces équations aux dérivées partielles sont non linéaires et ne peuvent généralement pas être résolues directement, sans recourir à des hypothèses simplificatrices. Différents types d'écoulements ont été identifiés, en fonction de la valeur d'un nombre sans dimension, le nombre de Reynolds Re, caractérisant le rapport entre les forces d'inertie et les forces visqueuses au sein de l'écoulement :

$$\mathrm{Re} = \frac{\mathrm{U.L}}{\nu} \tag{II.1}$$

U (m/s) étant la vitesse caractéristique de l'écoulement, L (m) la dimension caractéristique de l'écoulement et ν (m²/s) la viscosité cinématique du fluide, qui est de l'ordre de 10^{-6} m²/s pour l'eau à température ambiante. Lorsque le nombre de Reynolds est faible, les forces visqueuses dominent, c'est le régime laminaire. Les lignes de courant sont bien identifiées et restent stables dans le temps. L'écoulement peut alors être décrit par une forme simplifiée des équations de Navier-Stokes, l'équation de Stokes. Par exemple, dans le cas d'une conduite cylindrique, la résolution de cette équation permet d'obtenir la loi dite de Poiseuille, qui décrit une répartition parabolique des vitesses au sein de la conduite et établit une proportionnalité entre le débit total, la contrainte de cisaillement à la paroi et le gradient hydraulique :

$$\mathrm{u(r)} = u_{max}\left(1 - \frac{r^2}{R^2}\right) = 2U\left(1 - \frac{r^2}{R^2}\right) \tag{II.2}$$

$$\tau_b = -\mu\left(\frac{\partial u}{\partial r}\right)_R = 4\mu\frac{U}{R} = 4\mu\frac{Q}{\pi R^3} \tag{II.3}$$

$$i = \frac{8}{\pi R^2}\frac{\nu Q}{g} \tag{II.4}$$

avec $u(r)$ (m/s), la vitesse tangentielle de l'écoulement à la distance r (m) du centre de la conduite dans un référentiel cylindrique, U (m/s) la vitesse moyenne dans la conduite, R (m) le rayon de la conduite, u_{max} (m/s), la vitesse maximale, au centre de la conduite, Q (m^3/s) le débit total, τ_b (Pa) la contrainte exercée par le fluide à la paroi, μ (Pa.s) la viscosité dynamique du fluide et g (m/s²) la gravité. Pour une conduite lisse, le régime laminaire se maintient jusqu'à des nombres de Reynolds élevés de l'ordre de 2000 (Avila, et al., 2011). Pour des vitesses supérieures, des instabilités apparaissent dans l'écoulement et celui-ci commence à fluctuer en fonction du temps. Après un domaine de transition, les fluctuations

temporelles deviennent très importantes, l'écoulement a un comportement chaotique et des tourbillons se forment à toutes les échelles : c'est le régime turbulent. La résolution directe de l'équation de Navier-Stokes est alors impossible, et des modèles de turbulence sont nécessaires pour modéliser le comportement du fluide.

2.2 Lois d'écoulement au sein d'un milieu poreux

Un milieu poreux est caractérisé par la présence conjointe de plusieurs phases. La phase solide constitue la structure du milieu. Dans le cas de l'EC, cette structure est formée de l'empilement des grains du sol. Entre ces grains, l'espace poral est rempli par les phases liquide et gazeuse. Le rapport entre le volume occupé par cet espace poral et le volume total du milieu poreux est appelé porosité. Nous ferons l'hypothèse par la suite d'un milieu poreux saturé par la phase liquide, la phase gazeuse étant donc absente. Cette hypothèse est généralement justifiée pour les barrages et les digues de canaux où un écoulement permanent est présent à travers le sol, depuis la mise en eau de l'ouvrage. Dans le cas de digues de protection contre les crues, cette hypothèse est plus difficilement justifiable car il est probable que le milieu poreux n'ait pas le temps d'être saturé lorsqu'une érosion est susceptible de se produire (au moment d'une crue par exemple). L'influence de la présence d'une phase gazeuse sur le processus d'érosion a été très peu étudiée et son impact est difficilement quantifiable. Cette question ne sera pas abordée dans le cadre de cette thèse.

Dans un milieu poreux saturé, l'écoulement se fait d'un pore à l'autre, à travers les constrictions créées par l'empilement de grains. La forme de la zone d'écoulement présente ainsi une géométrie très changeante dans l'espace, qui génère une grande variabilité des vitesses. L'écoulement est généralement étudié en considérant des valeurs moyennes sur un volume suffisamment grand par rapport à la dimension des pores. C'est l' « Elément de Volume Représentatif », notion de base de l'étude des milieux poreux. Ainsi, la vitesse moyenne, dite « de Darcy », est égale au débit traversant un volume du milieu poreux (de taille suffisante pour être représentative) divisée par la section du milieu poreux traversée. Cette vitesse est donc inférieure à la vitesse moyenne réelle de l'écoulement, dite « de pore », obtenue en divisant la vitesse de Darcy par la porosité.

Pour définir le régime d'écoulement au sein du milieu poreux, il est nécessaire de déterminer un nombre de Reynolds de manière similaire à l'écoulement dans un espace libre. Plusieurs tailles et vitesses caractéristiques peuvent être choisies pour décrire l'écoulement. Nous retiendrons ici la taille des grains du sol D (m) et la vitesse de Darcy de l'écoulement U (m/s) (Hlushkou, et al., 2006). Le nombre de Reynolds est alors défini par :

$$\mathrm{Re_D} = \frac{\mathrm{U.D}}{\nu} \tag{II.5}$$

De manière similaire à l'écoulement en milieu libre, le régime d'écoulement est laminaire lorsque $\mathrm{Re_D}$ est petit, c'est-à-dire lorsque les forces visqueuses sont dominantes devant les

forces d'inertie. L'écoulement est alors régi par l'équation de Stokes à l'échelle du pore et par la loi de Darcy à l'échelle du milieu poreux. Cette loi de Darcy postule une relation empirique linéaire entre le gradient hydraulique et la vitesse globale de l'écoulement :

$$\mathrm{U} = \mathrm{K}.\,\mathrm{i} \tag{II.6}$$

K (m/s) représente la perméabilité du milieu. On peut ensuite définir une perméabilité intrinsèque à la structure du milieu poreux et indépendante des caractéristiques du fluide k (m²) :

$$\mathrm{k} = \frac{\mathrm{K}.\,\mu}{\rho_{\mathrm{w}}.\,\mathrm{g}} \tag{II.7}$$

En modélisant le milieu poreux par un assemblage de tubes capillaires où l'écoulement est régi par la loi de Poiseuille, l'expression de Kozeny-Carmann, a pu être établie pour estimer la perméabilité intrinsèque d'un assemblage de sphères monodisperses (Bear, 1972) :

$$\mathrm{k} = \mathrm{c}_0 \frac{n^3}{(1-\mathrm{n})^2} \frac{D^2}{36} \tag{II.8}$$

c_0 est un paramètre dépendant de la tortuosité du milieu et généralement pris égal à 1/5 en accord avec les résultats expérimentaux. D'après la définition du nombre de Reynolds, les forces inertielles sont de l'ordre de grandeur des forces visqueuses pour $Re_D \sim 1$. La loi de Darcy a effectivement été validée jusqu'à des nombres de Reynolds $Re_D = 1$ à 10. Pour des nombres de Reynolds supérieurs, les forces inertielles ne peuvent plus être négligées et doivent être ajoutées à l'équation (II.6). Il a été proposé initialement par Forchheimer d'ajouter de façon empirique un terme quadratique en vitesse :

$$\mathrm{i} = \mathrm{au} + \mathrm{bu}^2 \tag{II.9}$$

où a (s/m) et b (s²/m²) sont deux coefficients empiriques. On retrouve bien pour des faibles vitesses que le terme inertiel bu^2 est négligeable devant le terme visqueux au. L'identification avec la loi de Darcy donne $a = 1/K$. Ergun a ensuite généralisé cette relation en conservant deux paramètres empiriques sans dimensions, $A = 150$ et $B = 1{,}75$, et en introduisant les dépendances suivantes aux différentes caractéristiques du fluide et du milieu poreux (Ergun, 1952) :

$$\mathrm{i} = \mathrm{A} \frac{(1-\mathrm{n})^2}{\mathrm{n}^3} \frac{\nu}{gD^2}\, \mathrm{u} + \mathrm{B} \frac{(1-\mathrm{n})}{\mathrm{n}^3} \frac{1}{gD} \mathrm{u}^2 \tag{II.10}$$

Avec un jeu de données beaucoup plus conséquent Mac Donald et al. ont pu ajuster plus précisément les deux constantes pour un empilement de sphères monotailles : $A = 180$, $B = 1{,}8$ (Macdonald, et al., 1979). Dans le cas d'un assemblage polydisperse, Fand et al. ont obtenu des valeurs très similaires : $A = 182$ et $B = 1{,}92$ (Fand, et al., 1987). Lorsque l'assemblage est polydisperse, le diamètre des particules à prendre en compte dans les

relations (II.5) et (II.10) devient le diamètre effectif proposé initialement par Kozeny (Kozeny, 1953). Ce diamètre effectif est calculé en divisant la courbe granulométrique en N classes, chaque classe i ayant un pourcentage f_i et un diamètre moyen D_i. Il présente l'intérêt de conserver la surface spécifique du milieu poreux dans le cas de particules sphériques :

$$D_H = \frac{1}{\sum_{i=1}^{N} \frac{f_i}{D_i}} \tag{II.11}$$

Dans ce régime inertiel, l'écoulement reste stationnaire, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de fluctuations temporelles de la vitesse pour un écoulement établi.

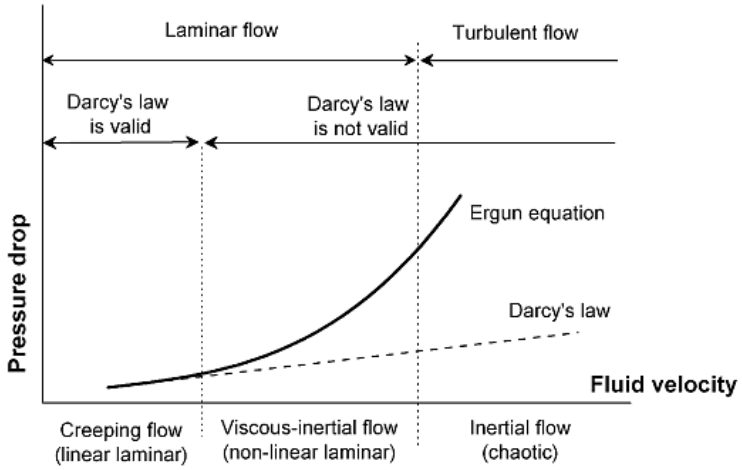


Figure II-1 : Relation entre gradient et vitesse en fonction du régime d'écoulement. Courbe extraite de (Hlushkou, et al., 2006).

Dans le cas d'un empilement de sphères monodisperses, des fluctuations temporelles de la vitesse apparaissent dans certains pores à partir de $Re_D = 90$ à 150 (suivant les auteurs). A mesure que le nombre de Reynolds augmente, ces fluctuations temporelles concernent une part de plus en plus importante du milieu poreux, jusqu'à atteindre un régime pleinement turbulent à partir de $Re_D = 300$ à 600 (Hlushkou, et al., 2006). Dans ce régime, la relation (II.10) semble toujours valide mais les constantes A et B doivent être modifiées.

2.3 Interfaces

Les lois d'écoulements présentées dans le paragraphe précédent ont été établies pour des milieux poreux homogènes, loin des conditions aux limites. Lorsqu'on approche d'une extrémité du milieu poreux (paroi solide, espace libre ou milieu poreux différent), les lois globales citées précédemment ne peuvent rendre compte de la zone de transition qui se met en place pour l'écoulement.

2.3.1 Interface entre un milieu poreux et un milieu libre

La configuration d'un milieu poreux saturé au contact d'un écoulement dans un milieu libre correspond à des applications industrielles variées ainsi qu'à des situations rencontrées dans la nature. A ce titre, cette configuration a fait l'objet de nombreux travaux.

Une approche possible est de considérer deux domaines : le milieu poreux, régi par l'équation de Darcy, et le milieu libre, régi par exemple par la loi de Stokes si on considère un écoulement laminaire. A l'interface entre les deux milieux, il faut alors imposer une condition limite pour chaque domaine. Une condition intuitive consisterait à raccorder à l'interface la vitesse tangentielle du milieu libre avec la vitesse de Darcy du milieu poreux. Néanmoins, ceci ne correspond pas aux résultats expérimentaux. Beavers et Joseph (1967) ont donc proposé, sur la base de leurs résultats expérimentaux, une condition limite de glissement de la vitesse à l'interface : $u_B \neq U$, avec u_B(m/s) la vitesse à l'interface dans le milieu libre et U(m/s) la vitesse de Darcy dans le milieu poreux (Figure II-2). Ils ont ensuite utilisé, pour le gradient de vitesse au sein du milieu libre, la condition de continuité suivante :

$$\frac{du(z)}{dz} = \frac{\alpha_B}{\sqrt{(k)}}(u_B - U) \tag{II.12}$$

avec $u(z)$ (m/s) la vitesse tangentielle à l'ordonnée z (m), α_B un coefficient sans dimension dépendant de la structure du milieu poreux. Cette condition donne un bon accord entre la solution analytique et les mesures expérimentales pour un coefficient α_B ajusté entre 0,1 et 4. Par la suite, d'autres conditions de continuité à l'interface ont été proposées, le principe restant le même (Ochoa-Tapia, et al., 1995; Le Bars, et al., 2006; Nield, 2009).

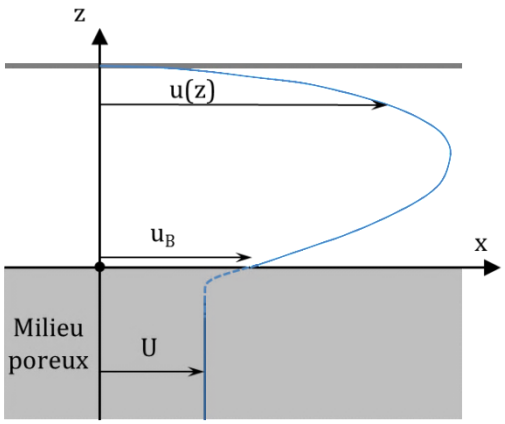


Figure II-2 : Profil de vitesse horizontale à l'interface entre un écoulement visqueux entre deux parois (en haut) et un écoulement en milieu poreux (en bas). Figure inspirée de (Beavers, et al., 1967).

Une alternative à cette condition de glissement est d'utiliser la correction de Brinkman à l'équation de Darcy (Brinkman, 1947). Cette correction consiste à ajouter un terme de diffusion visqueuse à la loi de Darcy, permettant de décrire la couche de transition entre les écoulements et ainsi d'imposer la continuité de la vitesse tangentielle à l'interface :

$$\mathrm{i} = \frac{1}{\mathrm{K}}.\mathrm{U} + \frac{\mu'}{\rho_w g}\frac{d^2u}{dy^2} \tag{II.13}$$

avec μ' (Pa.s) la viscosité apparente du milieu poreux. Le terme de dissipation visqueuse a une influence dans la zone de transition dont l'épaisseur est de l'ordre de $\sqrt{k}$ (Saffman, 1971). Cependant, des mesures expérimentales de profil de vitesse à l'interface ont montré récemment que cette zone était plutôt de l'ordre de grandeur de la taille des grains formant le milieu poreux, c'est-à-dire nettement supérieure à $\sqrt{k}$ (Goharzadeh, et al., 2005; Morad, et al., 2009). En dehors de cette zone de transition, le terme ajouté par Brinkman est négligeable et on retrouve l'équation de Darcy. Ce terme de correction est utilisé pour les porosités élevées ($n > 0{,}6$). Dans le cas de milieu plus dense, il semble nécessaire d'ajouter à la modélisation une variation de la porosité à proximité de l'interface (Vafai, et al., 1995).

La validité de la loi de Darcy-Brinkmann reste toutefois sujette à controverse et la détermination de la viscosité apparente μ', qui dépend, non pas uniquement des propriétés du fluide, mais aussi de la structure du milieu poreux, peut poser problème (Kaviany, 1991) (Hirata, 2007).

2.3.2 Interface entre deux milieux poreux

Lorsque deux milieux poreux de perméabilités différentes sont en contact, une zone de transition se forme afin de raccorder, de part de d'autre de cette zone, la vitesse tangentielle moyenne de l'écoulement aux vitesses de Darcy de chacun des milieux. Là encore, cette transition peut être décrite grâce à l'équation de Darcy-Brinkman appliquée dans chaque milieu. Des solutions analytiques exactes du profil de vitesse à l'interface entre les deux milieux poreux ont ainsi été obtenues comme le montre la Figure II-3 (Vafai, et al., 1987; Allan, et al., 2002).

Ces solutions analytiques, basées sur l'équation de Darcy-Brinkman, n'ont néanmoins pas fait l'objet de vérifications expérimentales. Des mesures de profil de vitesse à l'interface entre deux milieux poreux constitués de cylindres ont pourtant été réalisées par Arthur et al. (2009), sans qu'une comparaison ne soit réalisée avec l'équation de Darcy-Brinkman. Dans leur étude, les profils de vitesses obtenues montrent une dépendance importante à la porosité de chaque milieu poreux.

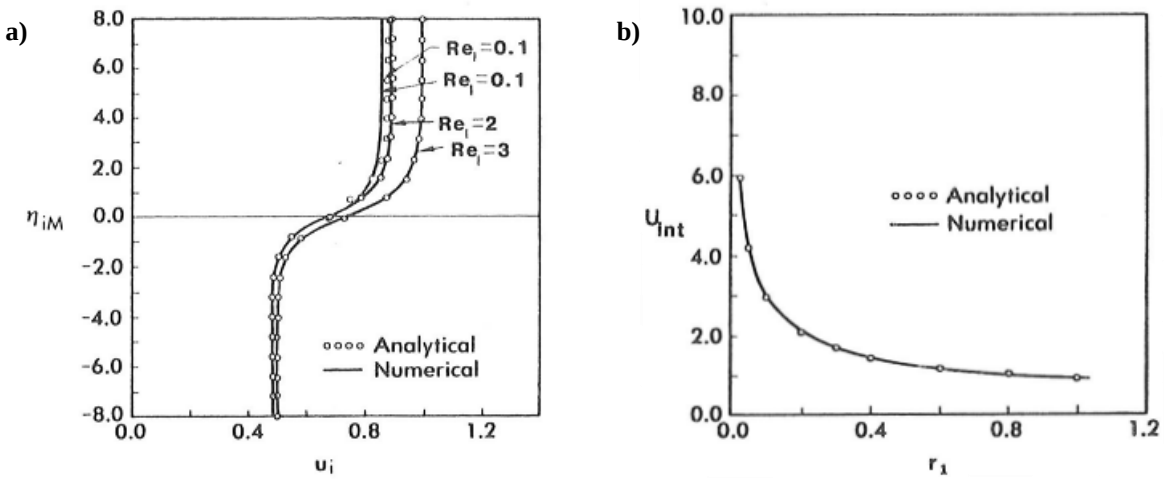


Figure II-3 : a) Profil de vitesse horizontale adimensionnée pour un écoulement à travers deux milieux poreux de perméabilités différentes en contact en fonction de la coordonnée adimensionnée dans le milieu poreux : $\eta_{iM} = y/\sqrt{(k_i/n_i)}$ (indice i en référence au milieu poreux i) b) Vitesse tangentielle adimensionnée U_{int} à l'interface entre deux milieux poreux en fonction du ratio r_1 entre les perméabilités de chaque milieu. Courbes extraites de (Vafai, et al., 1987).

2.4 Caractérisation expérimentale d'un écoulement en milieux poreux

Pour mesurer les vitesses d'écoulement d'un fluide, différentes méthodes expérimentales ont été développées :

- mesurer ponctuellement l'influence de la vitesse sur la pression (Tube de Pitot) ou sur la température (fil chaud)

- mesurer une vitesse ou un profil de vitesse à distance en utilisant les modifications d'un signal émis à différentes longueurs d'ondes (Laser Doppler Anemometer (LDA), Ultrasonic Velocity Profiler…)

- réaliser une tomographie au moyen d'une Imagerie par Résonance Magnétique (IRM).

- ensemencer l'écoulement avec des traceurs dont on filme le déplacement au cours du temps (Particle Image Velocimetry (PIV), Particle Tracking Velocimetry (PTV))

Dans le cas d'un écoulement en milieu poreux, l'utilisation de ces méthodes est restreinte par la difficulté d'accès à la zone de mesure, localisée à l'intérieur du matériau. Il est envisageable d'introduire des capteurs ponctuels à l'intérieur même des pores. Cette méthode est très limitée, car le domaine investigué est restreint au nombre de capteurs disponibles et donc, en pratique, à seulement quelques pores. D'autre part, la taille du capteur doit-être suffisamment petite pour pouvoir être introduite dans le pore sans modification apparente de l'écoulement. Pour pallier à la limitation de taille, on peut utiliser des capteurs permettant une mesure à distance de la vitesse (LDA) et aligner ceux-ci avec le pore investigué (Sumer, et al., 2001; Dixen, et al., 2008). Il est aussi envisageable de tester une configuration particulière de milieu poreux pour laquelle les pores sont alignés ou pour laquelle une zone libre est créée artificiellement dans le milieu poreux. L'appareil de mesure

peut ausculter un grand nombre de pores sans être déplacé, mais les résultats sont fortement dépendants de la configuration particulière testée (Gupte, et al., 1997; Horton, et al., 2009). Une observation visuelle à l'intérieur du pore est aussi possible, soit depuis l'extérieur du milieu (Sumer, et al., 2001; Pokrajac, et al., 2009; Horton, et al., 2009), soit par l'intermédiaire d'un endoscope (Klar, 2005). Les techniques de PIV et PTV peuvent alors être mises en œuvre pour évaluer un champ de vitesse à l'intérieur du pore.

La principale limitation de ces techniques est due au faible volume de milieu poreux sur lequel sont réalisées les mesures car ces résultats sont nécessairement très sensibles à la configuration locale des pores considérés. Une autre possibilité utilise les méthodes de mesures à distance pouvant fonctionner à travers le milieu poreux comme l'Imagerie par Résonance Magnétique (Lebon, et al., 1996) ou la Tomographie par Emission de Positron (Khalili, et al., 1998). Les limitations se situent alors au niveau du coût du dispositif et de la résolution de la mesure.

Enfin, une dernière technique consiste à travailler avec un milieu qui quoique poreux et saturé, reste transparent. Ceci est obtenu en utilisant un liquide et des grains solides de même indice de réfraction et permet une observation visuelle directe à l'intérieur de tout le milieu poreux ainsi que l'utilisation des méthodes citées précédemment comme la PIV (Goharzadeh, et al., 2005; Arthur, et al., 2009) ou la PTV (Peurrung, et al., 1995; Moroni, et al., 2001; Huang, et al., 2008; Lachhab, et al., 2008).

2.5 Simulations numériques d'un écoulement en milieux poreux

Les équations de Navier-Stokes peuvent être résolues numériquement au sein d'un milieu poreux modèle généralement constitué d'un empilement de sphères (calcul 3D), ou de cylindres (calcul 2D), répartis aléatoirement ou de façon régulière. L'espace poral existant entre ces éléments est discrétisé avec la méthode choisie (différences finies, éléments finis, volumes finis), pour y résoudre les équations de Navier-Stokes moyennant certaines hypothèses simplificatrices (régime laminaire, inertiel ou turbulent, modèle de turbulence) (Magnico, 2003). La méthode de Lattice-Boltzmann est une autre approche efficace qui utilise une simulation lagrangienne de particules pour calculer l'écoulement dans l'espace poral (Maier, et al., 1999; Hill, et al., 2001; Schure, et al., 2004). Pour ces méthodes numériques, la résolution du résultat ainsi que le nombre de Reynolds de l'écoulement sont deux paramètres qui augmentent exponentiellement le temps de calcul nécessaire et qu'il faut donc optimiser.

3. Présentation du dispositif expérimental

Parmi les méthodes expérimentales de mesure de vitesses décrites au §2.4, notre choix s'est porté sur l'utilisation d'un milieu iso-indice permettant une observation visuelle à l'intérieur du milieu poreux. Nous avons ensuite utilisé une caméra rapide pour suivre le déplacement de traceurs injectés dans l'écoulement. Enfin, nous avons opté pour la méthode de « Particle Image Velocimetry » pour calculer le champ de vitesse de l'écoulement au sein des pores.

3.1 Milieu iso-indice

Comme son nom l'indique, la méthode iso-indice consiste à ajuster l'indice de réfraction des deux phases constituant le milieu poreux, à savoir les grains solides et le liquide interstitiel. A chaque traversée d'interface, la lumière est déviée selon la loi de Descartes. Si les deux milieux ont le même indice de réfraction, cette déviation est nulle et on peut « voir » à travers le milieu poreux (Figure II-4).

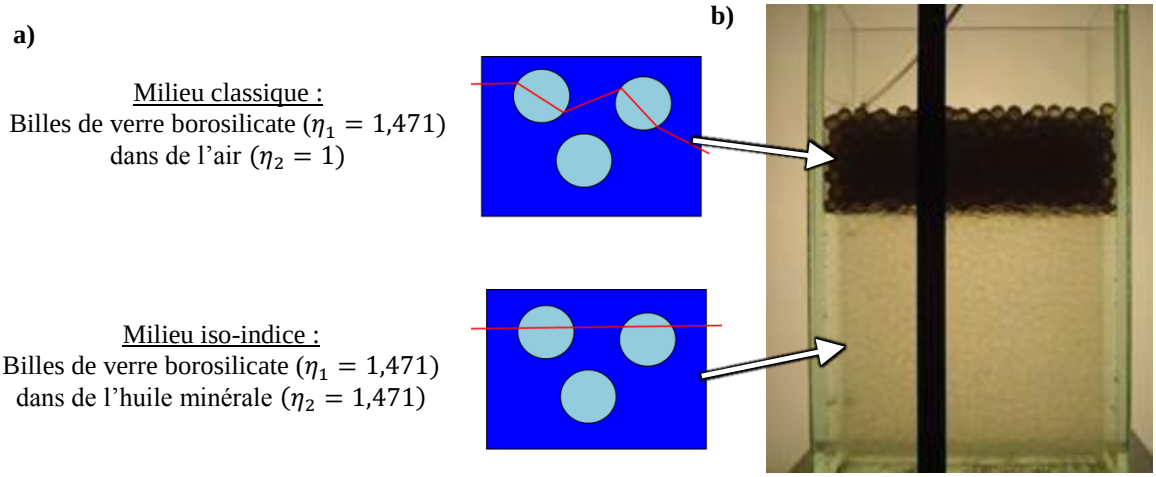


Figure II-4 : a) Principe de la méthode iso-indice. b) Bécher rempli de billes de verre borosilicate et rempli, en partie basse, d'huile minérale dont l'indice de réfraction est égal à celui du verre borosilicate

Les grains solides doivent impérativement être transparents, ce qui impose l'utilisation de grains en verre ou en polymère, dont les indices de réfraction sont quasiment systématiquement supérieurs à 1,4-1,5. La principale difficulté de cette méthode est donc de trouver un liquide ayant un indice optique élevé tout en gardant une viscosité suffisamment proche de celle de l'eau. Il faut aussi que le liquide soit compatible avec les matériaux de la cellule expérimentale et, si possible, non volatile et sans danger. Pour le solide, notre choix s'est porté sur des billes de verre borosilicate, produites par Sili, dont l'indice optique est égal à 1,471 à 25 °C. Pour obtenir un liquide d'indice optique similaire, nous avons mélangé 14 %

d'une huile minérale d'indice optique $\eta = 1{,}474$ et 86 % d'une seconde huile minérale d'indice $\eta = 1{,}470$ afin d'obtenir pour le mélange le même indice de 1,471. Le milieu iso-indice peut donc être constitué en plongeant des billes de verre borosilicate de différentes tailles ($D = 3\ ;\ 5\ ;\ 6{,}4\ ;\ 7{,}3\ ;\ 9{,}7\ mm$) dans ce mélange d'huiles minérales.

La viscosité du mélange d'huiles, mesurée à l'aide d'un viscosimètre à bille, est de $18{,}3 \times 10^{-3}$ Pa.s, soit 18 fois supérieure à celle de l'eau. Comparativement à d'autres mélanges iso-indice cités dans la littérature, cet écart par rapport à l'eau reste faible mais non négligeable. Des vitesses d'écoulement 18 fois plus élevées sont donc nécessaires pour obtenir un nombre de Reynolds, et donc un régime d'écoulement, similaire à celui d'un écoulement d'eau dans le même milieu.

Même si un ajustement fin des proportions d'huile a été réalisé, le milieu n'est pas parfait, et les billes de verre peuvent également présenter quelques défauts (rayures, bulles piégées). De ce fait, notre milieu iso-indice ne permet une visualisation de bonne qualité qu'à travers quelques dizaines d'interfaces tandis que la netteté de l'image se dégrade au-delà.

3.2 Dispositif expérimental

Une cellule de 8 x 8 x 40 cm en Plexiglas transparent est utilisée. Cette cellule est munie de quatre ouvertures circulaires de 12 mm de chaque côté, permettant l'entrée et la sortie du liquide. Le circuit hydraulique est relié à une pompe à engrenages qui permet de générer un écoulement à débit constant dans la cellule (Figure II-5).

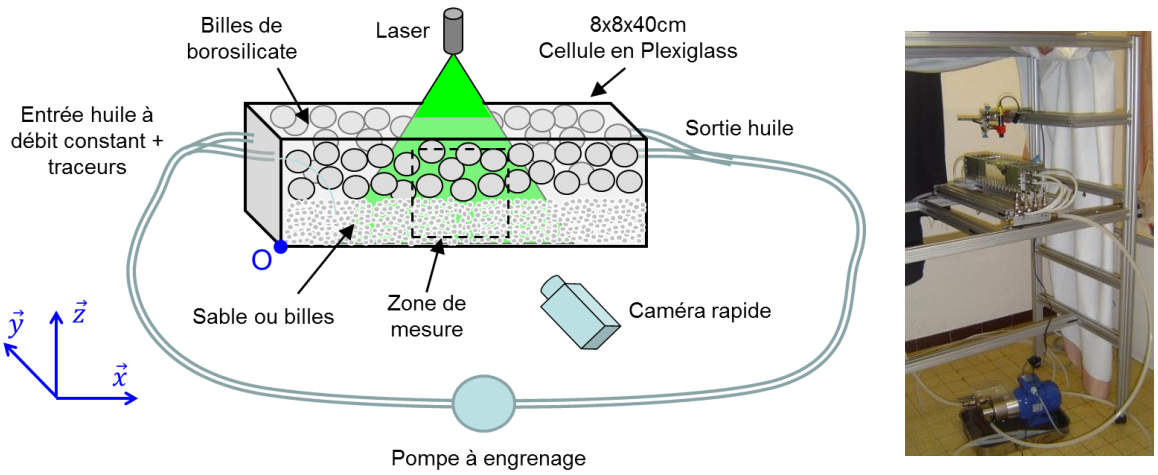


Figure II-5 : Dispositif expérimental.

La cellule est remplie soit avec deux couches de billes de tailles différentes, soit avec une couche de sable surmontée d'une couche de billes. Comme présenté dans le Tableau II-1, cinq configurations différentes ont été testées. Les couches de billes sont monodisperses dans les configurations A, B, C et S1 et bidisperses dans la configuration S2. Pour éviter un agencement ordonné des billes dans les cas monodisperses, une rugosité artificielle est créée

aux parois en disposant des billes de tailles différentes au fond de la cellule et sur les côtés. La cellule est ensuite fermée hermétiquement.

Configuration	Couche du bas	Couche du haut	Rapport de diamètre
A	Billes 5 mm	Billes 9,7 mm	1,9
B	Billes 3 mm	Billes 9,7 mm	3,2
C	Billes 3 mm	Billes 7,3 mm	2,4
S1	Sable NE34	Billes 9,7 mm	32
S2	Sable NE34	50 % de billes 7,3 mm et 50 % de 9,7 mm ($d_H \approx 8{,}3$ mm)	28

Tableau II-1 : Nomenclature des différents couples de milieux poreux testés.

Les billes utilisées sont toutes constituées de verre borosilicate de manière à constituer un milieu iso-indice. Le sable NE34 est un sable de référence (voir sa granulométrie au Chapitre III), non transparent. Il est mis en place par pluviation dans l'huile puis compacté.

Pour réaliser les mesures, la section du milieu poreux étudiée est illuminée par une nappe laser et filmée par une caméra rapide placée face à un des côtés de la cellule. Un repère a été défini pour localiser les mesures dans la cellule avec $\vec{x}$ dans le sens de l'écoulement, $\vec{y}$ dans l'axe de la caméra et $\vec{z}$ selon la verticale orientée vers le haut (Figure II-5). Pour chaque configuration, les mesures ont généralement été effectuées à trois positions différentes de la caméra (selon l'axe $\vec{x}$), 5 à 7 sections d'illumination par la nappe laser (selon l'axe $\vec{y}$) et 3 débits imposés de la pompe. Pour la configuration S2, la pompe n'a pas été utilisée et l'écoulement était généré par un réservoir à charge constante placé en hauteur.

3.3 Techniques optiques utilisées

3.3.1 Ensemencement

Pour caractériser les vitesses d'écoulement au sein du milieu iso-indice, la méthode dite de « Particle Image Velocimetry » a été utilisée. La première étape consiste à ensemencer le liquide avec des traceurs. Ceux-ci doivent être des particules suffisamment petites, et de densité proche de celle du liquide, pour posséder une vitesse de chute négligeable devant la vitesse de l'écoulement. De cette manière, le suivi de leurs déplacements permet d'estimer de façon correcte le déplacement du fluide lui-même. Deux types de traceurs ont été utilisés durant les essais :

- *Traceurs fluorescents fabriqués au laboratoire*

Nous avons utilisé des billes de PMMA creuses de 10 µm de diamètre, appelées hollowspheres qui, du fait de la bulle d'air qu'elles contiennent, ont une densité proche de celle de l'eau (1,05). Ces billes ont été immergées dans de la peinture fluorescente. Ce

mélange a ensuite été séché puis broyée et enfin tamisée pour éliminer les agglomérats trop gros. La vitesse de chute, dite aussi vitesse de Stokes, de ces traceurs dans l'huile est ensuite calculée :

$$V_{chute} = \frac{2{r_p}^2 g(\rho_s - \rho_w)}{9\mu} = 3x10^{-6} m/s \quad \text{(II.14)}$$

avec : $r_p = 10^{-5}\, m, g = 9{,}81\, m/s^2\,, \rho_s = 2650\, kg/m^3, \rho_w = 850\, kg/m^3, \mu = 18{,}3x10^{-3} Pa.s$
Les vitesses d'écoulement observées au sein des pores sont de l'ordre de 10^{-3} m/s, soit 3 ordres de grandeur au-dessus de la vitesse de chute des particules. Le mouvement des traceurs correspondra donc bien à celui du liquide.

- *Traceurs fluorescent commerciaux*

Ces traceurs, utilisés dans la deuxième série d'essais (configuration S2), sont des grains d'une poudre fluorescente commerciale utilisée par la police scientifique pour la détection d'empreintes. Nous n'avons pas de caractéristiques précises pour ces traceurs mais, de la même manière que pour les traceurs fabriqués au laboratoire, il a été vérifié que leur vitesse de chute était ici aussi très faible devant la vitesse de l'écoulement.

3.3.2 Suivi photographique des traceurs

Pour suivre le déplacement des traceurs au sein du milieu poreux, on utilise une caméra rapide (Photron, Fastcam SA3). Une photo de la position des traceurs est prise tous les 1/50 seconde à 1/125 seconde selon les essais. Un objectif de focale 180mm (Sigma) nous permet de photographier un cadre d'environ 25 x 25 mm à une distance de l'ordre du mètre. La résolution des photos étant de 1024 x 1024, chaque pixel représente approximativement 24 x 24 µm de milieu poreux.

Un module laser vert (longueur d'onde : 532 nm, puissance : 200 mW) est placé au-dessus de la cellule afin d'éclairer la section verticale du milieu poreux étudiée. La nappe laser générée par ce module possède une forme triangulaire de 60° d'ouverture, une intensité homogène et une épaisseur de dépassant pas 0,5 mm au niveau de la zone de mesure.

Des séries de 10 séquences de 50 images consécutives sont enregistrées, chaque séquence étant espacée d'une seconde par rapport à la séquence précédente. Comme cela a été dit, les séquences sont enregistrées à 50 Hz ou 125 Hz, de manière à limiter le déplacement des traceurs entre deux images successives et permettre ainsi un traitement PIV. L'espacement d'une seconde entre les séquences permet au liquide présent dans la section de mesure de se renouveler en partie et ainsi de limiter les erreurs de mesures liées à des hétérogénéités de la concentration en traceurs.

3.3.3 Fluorescence

Comme le milieu iso-indice n'est pas parfait, des réflexions détériorent la qualité de l'image. Pour filtrer ces réflexions, nous avons opté pour l'utilisation de la technique de fluorescence induite : les traceurs fluorescents présents dans la section de mesure sont excités par la nappe laser à 532 nm et réémettent dans une longueur d'onde supérieure. Par contre, les réflexions du laser sur les défauts du milieu iso-indice gardent la longueur d'onde initiale de la nappe de 532 nm. Un filtre optique passe haut à 590 nm placé devant l'objectif de la caméra permet de ne conserver que les réémissions des traceurs en supprimant les réflexions parasites. On peut ainsi améliorer de façon notable l'image obtenue, au prix toutefois d'une perte sensible de luminosité.

3.3.4 Traitement d'image préalable à la PIV

Malgré l'utilisation de la fluorescence induite, certains reflets peuvent encore être présents sur les images et biaiser le calcul PIV. On réalise donc une moyenne de la série de 500 prises de vue de manière à obtenir une image contenant tous les reflets. Les zones d'écoulement, où des traceurs ne sont présents que sur quelques images de la série, apparaissent avec un niveau de gris faible. Cette image est ensuite soustraite à chaque prise de vue, afin de supprimer tous les reflets fixes en ne diminuant que très légèrement l'intensité des zones d'écoulement. Au final, l'image retouchée contient uniquement les traceurs mobiles advectés par l'écoulement.

3.3.5 Traitement PIV

Ce traitement a été réalisé avec le logiciel DPIVsoft développé à l'Institut de Recherche sur les Phénomènes Hors Equilibre de l'université de Aix/Marseille (Meunier, et al., 2003). Ce logiciel permet de calculer le champ de déplacement des traceurs à partir d'un couple d'images séparées d'un laps de temps donné. La première image est subdivisée en boites. Pour chacune de ces boites, une boite d'interrogation identique parcourt la seconde image à la recherche de la meilleure corrélation. La position du pic de corrélation ainsi obtenu est estimée par interpolation avec une précision sub-pixellaire (de l'ordre du dixième de pixel en pratique) et permet de calculer le déplacement le plus probable du motif et donc des traceurs (Figure II-6). Pour raffiner le processus, après un premier calcul du champ de déplacement, un deuxième traitement est réalisé en déformant les boîtes d'interrogation conformément au champ de déplacement obtenu. Ceci permet de mieux prendre en compte les zones très cisaillées.

Ce traitement permet d'obtenir un champ de déplacement des traceurs entre les deux prises de vue. Comme on vérifie bien la condition évoquée précédemment entre vitesse de chute des traceurs et vitesse de l'écoulement, ce champ de déplacement est une bonne

approximation du champ de déplacement du fluide. Enfin, connaissant l'écart de temps entre les deux prises de vue, on peut en déduire le champ de vitesse du fluide (Figure II-7).

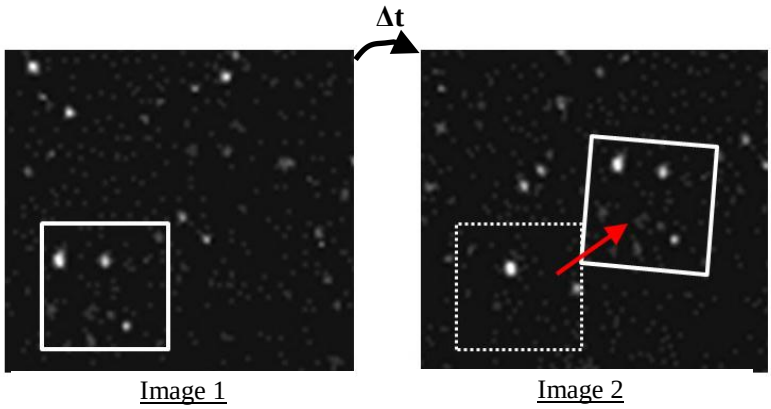


Figure II-6 : Principe de la méthode PIV.

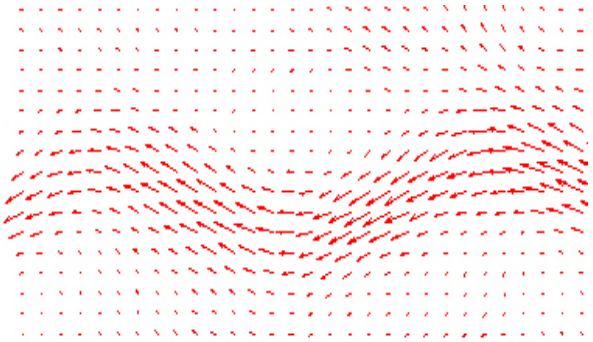


Figure II-7 : Exemple de champ de vitesse obtenu (détail).

Les paramètres utilisés pour ce traitement ont été choisis pour optimiser le résultat entre résolution du champ obtenu et qualité de la corrélation. La taille des boîtes d'interrogation est un paramètre à choisir avec soin. Il est nécessaire qu'elles soient suffisamment grandes pour qu'il y ait au minimum 4 traceurs dans la boîte, de manière à créer un motif que l'on pourra retrouver sur l'image suivante. Elles doivent aussi être suffisamment petites, d'une part pour que les vitesses des traceurs à l'intérieur soient similaires et que le motif ne se déforme pas ou peu et, d'autre part, pour obtenir une bonne résolution. Notre choix s'est porté sur un maillage de 64 x 64 vecteurs vitesses sur chaque image, correspondant à des boîtes d'interrogation de 32 x 32 pixels se chevauchant à 50 %. Les vecteurs vitesses obtenus sont espacés de 0,4 mm, mais correspondent à une zone de l'image de 0,8 x 0,8 x 0,5 mm. Il y a donc un rapport 6 à 20 entre la taille des billes et l'espacement entre deux vecteurs vitesses.

A la fin du traitement PIV, un filtre médian est utilisé pour supprimer les vecteurs qui semblent erronés. Ainsi, si l'écart entre la vitesse d'un vecteur et la médiane de ses 8 voisins est supérieur à 50 %, le vecteur erroné est remplacé par cette valeur médiane.

Ce traitement PIV est appliqué aux 250 couples indépendants d'images enregistrées, ce qui permet d'obtenir 250 champs de vitesse. Le champ de vitesse moyen pour une section donnée est calculé en réalisant la moyenne temporelle des 250 champs correspondants.

3.4 Masquage et calcul de porosité

Le traitement PIV calcule des vecteurs vitesses sur toute l'image, même à l'intérieur des billes. Le laser éclaire une section de l'ordre de 0,5 mm d'épaisseur, mais des traceurs passant devant ou derrière le plan peuvent être légèrement éclairés par les réflexions sur les imperfections du milieu iso-indice. Ces traceurs, localisés hors de la section considérée, apparaissent sur l'image « à l'intérieur des billes ». N'ayant pas de motif plus marqué à cet endroit, le traitement PIV estime la vitesse au sein des billes en se référant à ces traceurs hors plan.

Pour corriger ce biais de mesure, il suffit de forcer à zéro la vitesse dans les zones occupées par les billes. Dans ce but, les 500 images retouchées d'une série, où ne figurent donc que les traceurs, sont additionnées. Les zones d'écoulement apparaissent alors en blanc et l'emplacement des billes en noir. La position des billes est ensuite localisée par un traitement d'image à l'aide du logiciel libre Image J (Figure II-8).

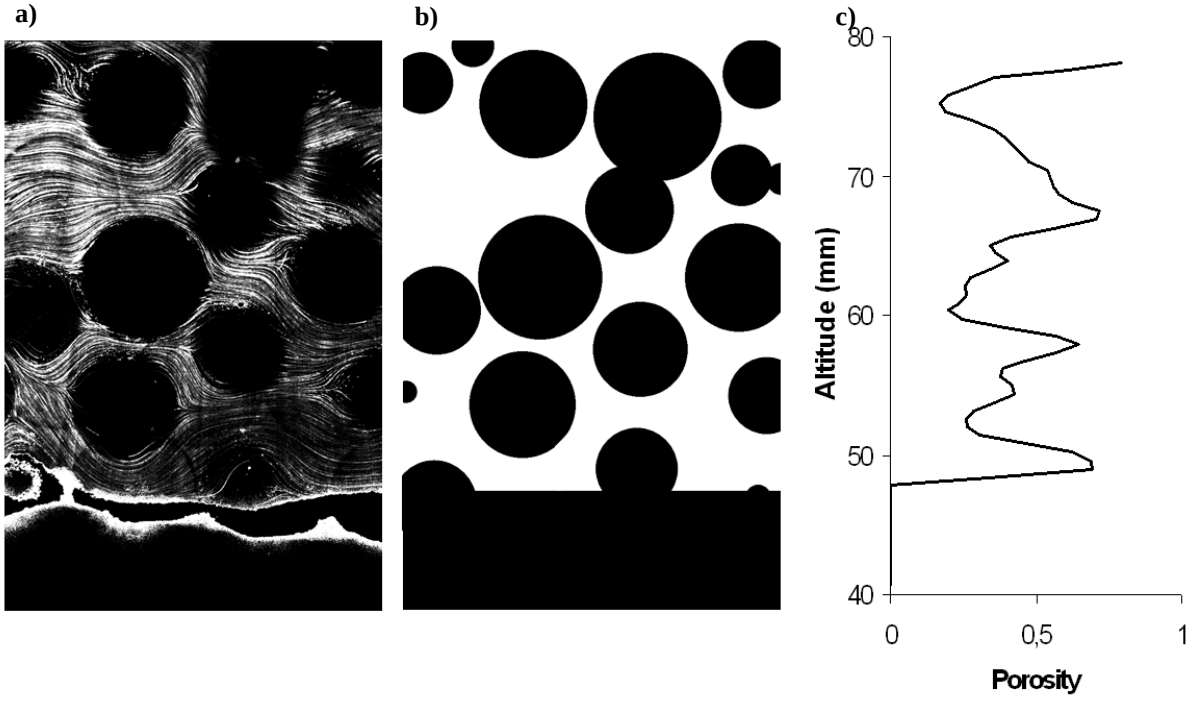


Figure II-8 : a) Image obtenue par addition des 500 images retouchées b) Masque déduit par traitement d'image c) Profil de porosité.

Le masque obtenu est utilisé pour annuler la vitesse à l'intérieur des billes, mais il permet aussi d'estimer la porosité de la section, en divisant le nombre de pixels blancs, correspondant à l'espace poral, par le nombre total de pixels. Si ce calcul de porosité est réalisé par ligne horizontale de l'image, on obtient le profil vertical de porosité (Figure II-8).

3.5 Chaîne de traitement des données

Chaque acquisition comprend une série de 500 images qui est analysée de façon identique en utilisant la chaîne de traitement suivante :

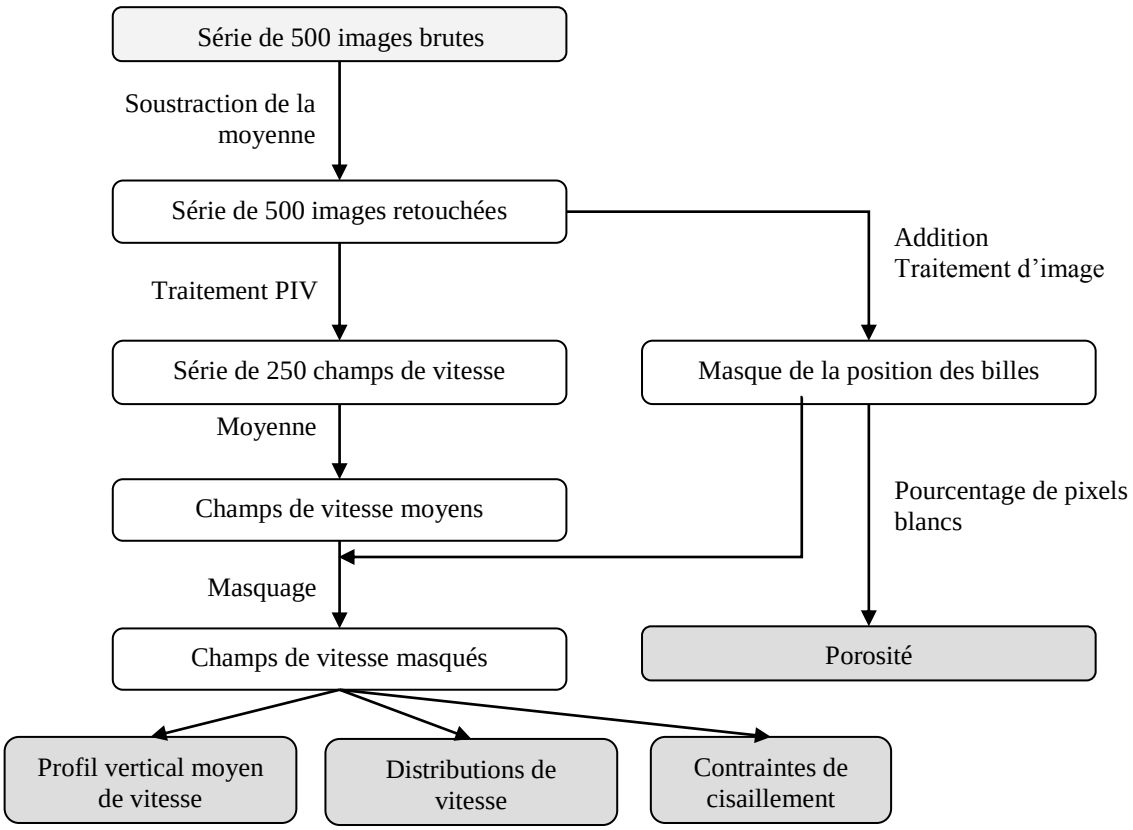


Figure II-9 : Chaîne de traitement des données.

3.6 Qualité des données, biais éventuels, limitations

Tout d'abord, le dispositif permet uniquement une mesure 2D de la vitesse : seules les composantes du vecteur vitesse contenues dans le plan $(O, \vec{x}, \vec{z})$ sont mesurées. On peut toutefois faire l'hypothèse que la valeur de la composante selon $\vec{y}$ doit être, en moyenne, équivalente à la valeur de la composante selon l'axe $\vec{z}$, du fait de la symétrie de l'écoulement au sein du milieu poreux.

Ensuite, la méthode PIV peut donner des résultats erronés pour plusieurs raisons :

- un minimum de 4 traceurs doit être présent dans la boîte d'interrogation. Il y a, en moyenne, suffisamment de traceurs pour que cette condition soit respectée mais il est possible que ponctuellement ce ne soit pas le cas ;

- certains traceurs hors de la nappe du laser peuvent être éclairés et apparaître sur l'image alors qu'ils se déplacent à une vitesse différente du reste des traceurs ;

- des traceurs peuvent sortir ou rentrer de la nappe laser entre les deux prises de vues, et ne sont donc présents que sur une seule des deux images.

Toutes ces possibilités entrainent une diminution du rapport entre l'intensité du motif à corréler et le bruit présent sur l'image. Le maximum du coefficient de corrélation peut alors éventuellement ne plus correspondre au déplacement réel des traceurs.

Néanmoins, le filtre médian permet de supprimer une partie de ces vecteurs erronés. D'autre part, le champ de vitesse pris en compte dans l'analyse est la moyenne de 250 calculs PIV successifs, ce qui permet de lisser la majeure partie de ces erreurs de mesure.

3.7 Fluctuations temporelles

Le nombre de Reynolds de l'écoulement, basé sur la vitesse moyenne de Darcy et la taille des grains, est compris entre $Re_D = 0{,}1$ *et* $Re_D = 3{,}5$. L'écoulement est en limite haute du régime de Darcy à l'échelle du milieu poreux, et en limite basse du régime inertiel (*Cf.* §2.2). Nous sommes, cependant, loin de l'apparition de fluctuations temporelles ($Re_D \sim 130$). A l'échelle du pore, 99 % des vitesses mesurées sont inférieures à 30 mm/s, dans des pores de l'ordre de 3 mm de diamètre, d'où des nombres de Reynolds de l'écoulement dans les pores inférieurs à $Re = 10$. A l'échelle du pore, l'écoulement est aussi en régime laminaire.

Lors d'une mesure, 250 champs de vitesse successifs sont calculés par le traitement PIV. Lorsqu'on trace l'évolution de la vitesse calculée en chaque point durant cette mesure, on observe d'importantes fluctuations du résultat (Figure II-10-a). Compte tenu des constatations du paragraphe précédent, ces évolutions ne peuvent pas refléter une fluctuation temporelle de l'écoulement.

Une première source de variations identifiée vient d'une vibration globale de la cellule par rapport à la caméra, générée par la pompe à engrenages. Celle-ci vibre à différentes fréquences liées à son moteur, aux engrenages et à l'expulsion du fluide. Ces vibrations se transmettent par les tuyaux d'alimentation à la cellule, mais aussi à la caméra. Même si les déplacements sont très faibles, ceux-ci provoquent des erreurs significatives. Cette source d'erreur n'a malheureusement été identifiée qu'après la principale série d'essais (configurations A, B, C et S1). Cependant, le champ pris en compte pour la suite de l'analyse est la moyenne temporelle de 250 champs successifs. Le moyennage permet de s'affranchir en grande partie de ces vibrations parasites.

La configuration Sable 2, qui faisait partie d'une deuxième série d'essais, a elle été réalisée à charge constante, de manière à supprimer les vibrations provoquées par la pompe.

Malgré la suppression de ces vibrations globales, des fluctuations persistent. Celles-ci sont liées aux variations du résultat du traitement PIV en fonction des traceurs présents dans la boîte d'interrogation (Figure II-10-b). Néanmoins la moyenne des écart-types de tous les points de mesure significatifs (vitesse supérieure à 10 % de la vitesse moyenne), passe de 100 % avec la pompe à ~20 % sans la pompe. D'autre part la vitesse moyenne de Darcy passe d'un écart-type de 10 % à seulement ~2 %. On constate enfin que 250 champs PIV sont largement suffisants pour obtenir une moyenne stable de la vitesse en chaque point (Figure II-11).

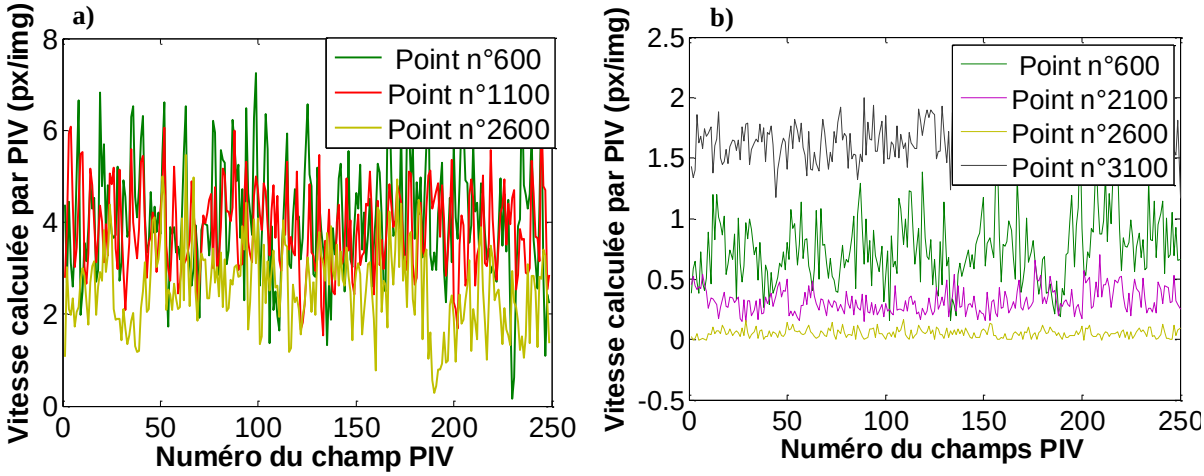


Figure II-10 : Exemples de fluctuations temporelles de la mesure réalisée par PIV pour quelques points du champ pris aléatoirement a) Avec les vibrations provoquées par la pompe (Configuration A), b) Sans les vibrations de la pompe (Configuration S2).

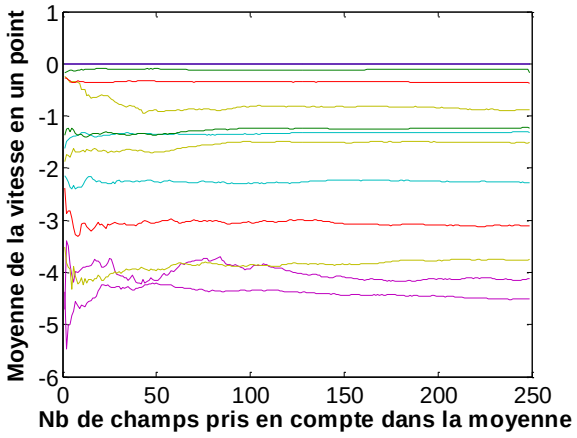


Figure II-11 : Exemple de convergence de la moyenne mesurée par PIV en différents points pris aléatoirement, en fonction du nombre de champs comptabilisés dans le calcul de la moyenne.

4. Caractérisation de l'écoulement à l'interface entre deux milieux poreux

Grâce au dispositif expérimental décrit dans la section précédente et au traitement des données réalisé, nous avons obtenu un champ de vitesse moyen pour chaque section étudiée. Ces champs de vitesse sont le point de départ de l'analyse de l'écoulement à l'interface entre deux milieux poreux proposée dans cette partie.

4.1 Analyse du champ de vitesse au sein du milieu poreux

Une première observation qualitative d'un des champs de vitesse mesuré dans un empilement de billes homométriques (Figure II-12) nous permet d'identifier des caractéristiques typiques d'un écoulement en milieu poreux (Hlushkou, et al., 2006).

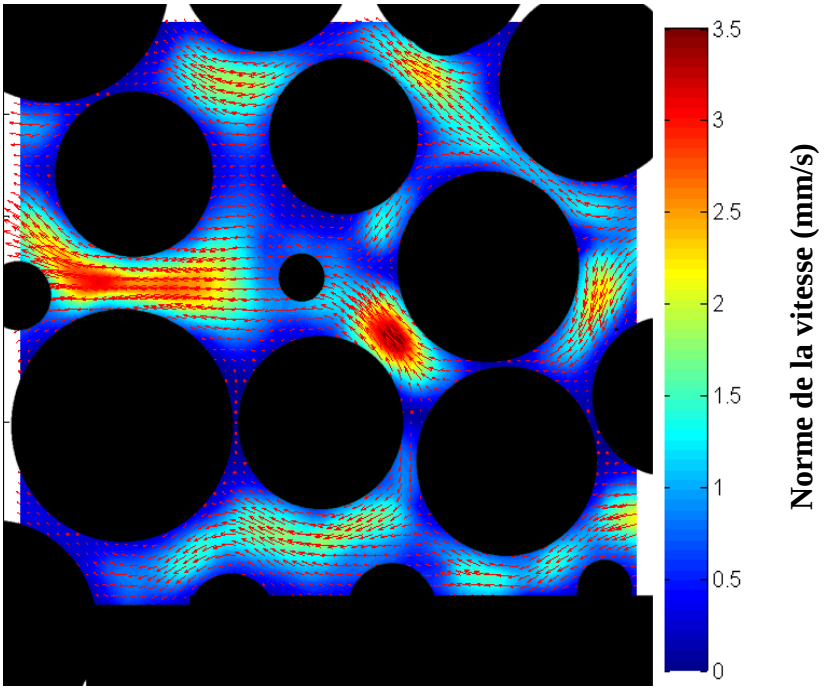


Figure II-12 : Vecteurs vitesses obtenus par traitement PIV en rouge et norme de la vitesse en code couleur.

L'écoulement se développe au sein d'un réseau de pores, connectés par des constrictions. A la sortie d'un pore, l'écoulement se divise pour passer dans les différentes constrictions qui lui permettent d'accéder à des pores où la pression est plus faible. La réduction de la section impose une augmentation des vitesses d'écoulement au passage de la constriction. L'écoulement ralentit ensuite en débouchant dans le pore suivant. L'orientation et l'intensité des vecteurs vitesses ont ainsi une répartition spatiale très hétérogène. D'autre part, certains pores sont le siège de vitesses très faibles tandis que d'autres concentrent une partie importante de l'écoulement, soit par leur grande taille, soit du fait de l'alignement de plusieurs pores bien connectés. A l'intérieur même de la section d'un pore, la vitesse est

maximale au centre, puis décroit à mesure que l'on se rapproche des bords, de manière cohérente avec la loi de Poiseuille, comme on le verra au paragraphe 4.7.1. Au final, le champ de vitesse obtenu est caractérisé par une importante variabilité spatiale, aussi bien à l'échelle du milieu poreux qu'à l'échelle du pore.

4.2 Localisation et taille de la zone d'interface

Dans les configurations que nous avons testées, les billes de diamètre supérieur sont situées au-dessus d'une couche de billes de diamètre inférieur, ou d'une couche de sable. Une approche de type milieux continus reviendrait à considérer une interface plane entre les deux couches. En réalité, l'interface est une zone de transition d'épaisseur non nulle, au sein de laquelle des billes des deux couches sont présentes simultanément. Cette zone d'interface a été définie lors de nos essais par les deux lignes rouges représentées sur la Figure II-13-a : la ligne supérieure correspond au sommet de la bille la plus haute de la couche inférieure, tandis que la ligne inférieure correspond au point le plus bas de la bille la plus basse de la couche supérieure. Dans les 3 configurations testées où les deux couches sont composées de billes (A, B et C), l'interface est localisée à la moitié de la cellule, aux alentours de $z = 40\,mm$. Sur la Figure II-13-b, la position de la zone de transition granulaire de ces 3 configurations a été représentée. Les barres d'erreur sont calculées à partir de l'ensemble des sections étudiées dans chaque configuration. On peut noter que la position globale de l'interface varie légèrement d'une configuration à l'autre, en fonction de l'épaisseur de la couche du bas. Néanmoins, l'extension de la zone de transition est sensiblement la même pour les 3 configurations, de l'ordre de 4 à 5 mm, ce qui correspond environ au rayon des grosses billes. L'écart-type est aussi sensiblement équivalent pour les différentes configurations. L'étendue de la zone de transition reste donc limitée avec la méthode de mise en place que nous avons utilisée.

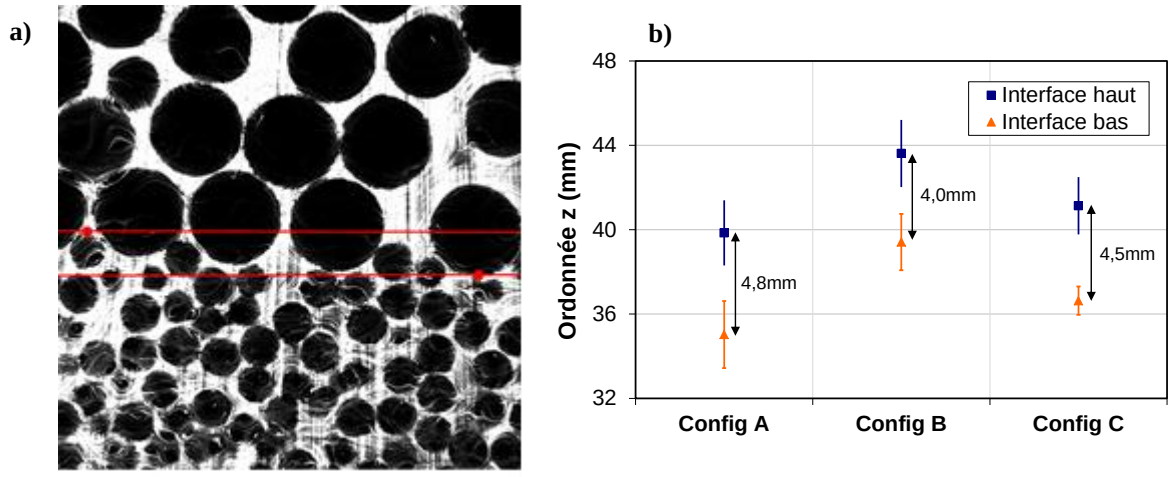


Figure II-13 :a) Identification de la zone de transition b) Taille de la zone de transition pour les configurations A, B et C.

Pour pouvoir comparer plus facilement les profils de vitesse des différentes configurations, la position du milieu de la zone d'interface a été décalée et positionnée à z = 40mm.

4.3 Profils de vitesse à l'interface entre deux milieux poreux

Comme évoqué précédemment et décrit analytiquement (*Cf.* §2.3.1), la vitesse horizontale moyenne de l'écoulement évolue dans une zone de transition autour de l'interface entre deux milieux poreux. Pour analyser cette évolution, le profil vertical de vitesse horizontale a été calculé en réalisant la moyenne des vecteurs vitesses du champ pour chaque ordonnée z.

4.3.1 Variations du profil de vitesse en fonction de la section considérée

La Figure II-14 représente des profils de vitesse horizontale dans différents plans verticaux (espacés selon la direction $\vec{y}$), pour une position de la caméra, dans la configuration C et avec un débit imposé de 0,52 ℓ/min. Tout d'abord, on constate l'aspect très fluctuant de ces profils : pour deux sections consécutives espacées de 2,5 mm, la vitesse à une ordonnée donnée peut varier parfois de 0,5 à 3 mm/s. Le profil moyen, tracé en orange, montre logiquement des vitesses plus faibles dans la couche du bas (billes de 3 mm), et plus élevées dans la couche du haut (billes de 7,3 mm). Dans cette couche du haut, on constate une oscillation du profil de vitesse avec des maxima à 44 mm et 52 mm.

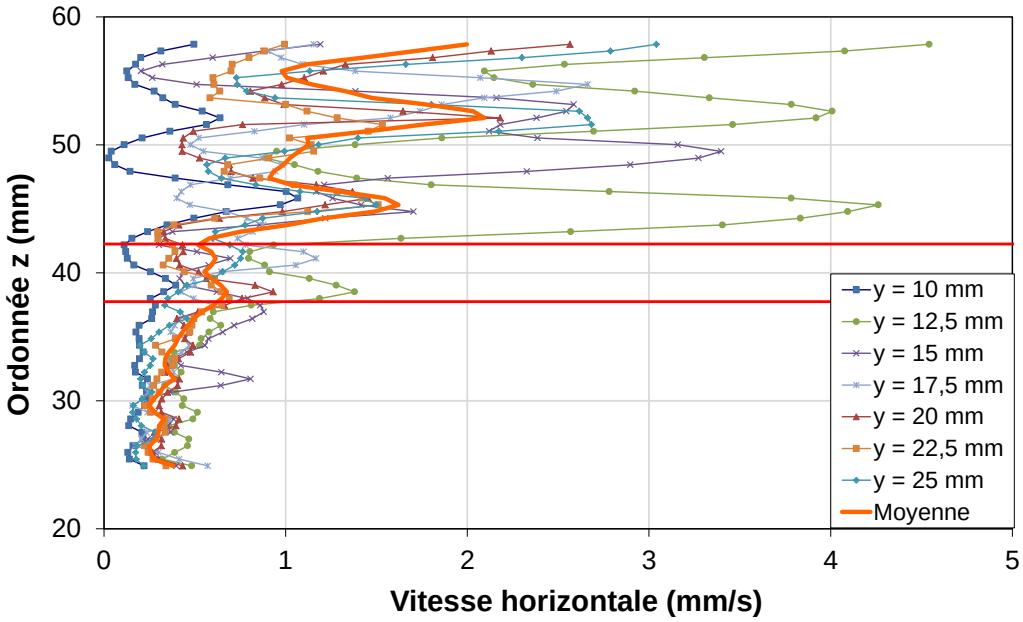


Figure II-14 : Profils de la vitesse horizontale (mm/s) mesurés pour différents plans verticaux du milieu poreux avec une position unique de la caméra, dans la configuration C et un débit imposé de 0,52 ℓ/min ($U_{imposé}$ = 1,4 mm/s).

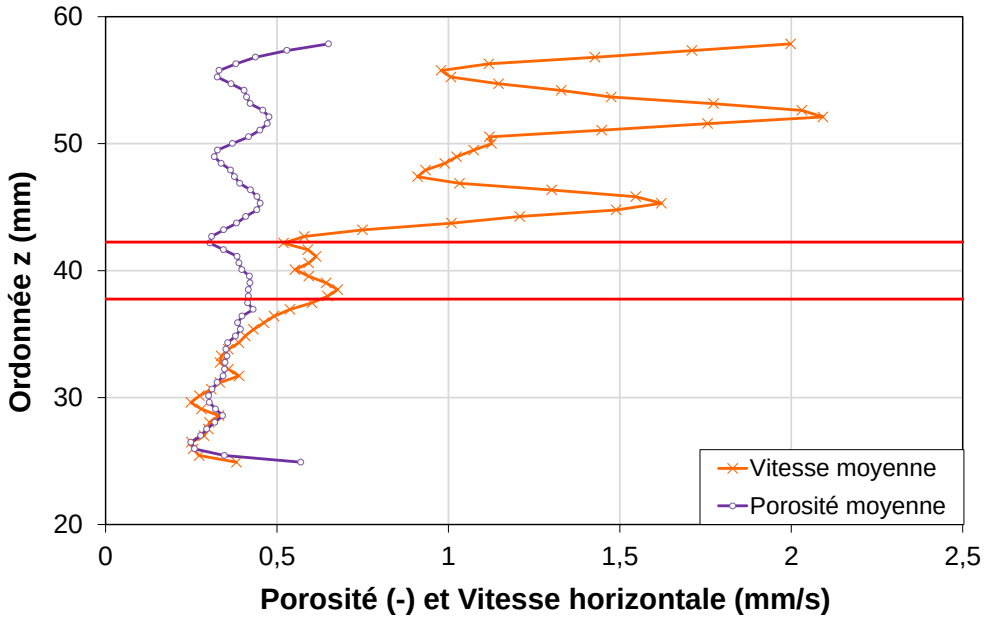


Figure II-15 : Profils moyens de la porosité et de la vitesse horizontale pour une position unique de la caméra, dans la configuration C, avec un débit imposé de 0,52 ℓ/min ($U_{imposé}$ = 1,4 mm/s).

Ces extrema du profil de vitesse moyen peuvent être reliés aux extrema du profil vertical de porosité (Figure II-15). En effet, la première couche de grosses billes au-dessus de l'interface étant relativement ordonnée, la plupart des centres de billes au contact de l'interface sont situés à une hauteur égale à un rayon, ce qui coïncide avec un minimum de porosité. On a ensuite une zone beaucoup moins dense, associée à la transition entre la première et la deuxième couche de billes, correspondant au premier maximum de vitesse. De la même manière, le deuxième maximum de vitesse correspond à la transition entre la deuxième et la troisième couche de billes.

4.3.2 Influence du débit imposé sur la forme du profil de vitesse

Les profils moyens obtenus pour quatre débits différents imposés par la pompe ont été comparés dans la configuration C (Figure II-16-a). Ils ont ensuite été adimensionnés par la vitesse moyenne calculée d'après le débit Q (m^3/s) imposé par la pompe : $U_{imposé} = Q/(h.l)$ avec $h = l = 0{,}08\ m$, respectivement la hauteur et la largeur de l'échantillon (Figure II-16-b).

Les profils adimensionnés sont quasiment identiques, à part une légère différence entre les deux débits les plus rapides et les deux les plus lents. Comme évoqué au §3.7, le régime d'écoulement est laminaire, il est donc normal de trouver une proportionnalité entre le profil de vitesse et le débit imposé par la pompe. En conséquence, dans la suite du chapitre, seules les mesures effectuées avec un débit imposé de 0,52 ℓ/min seront représentées, à l'exception de la configuration S2, réalisée à charge constante avec un débit mesuré de 0,62 ℓ/min.

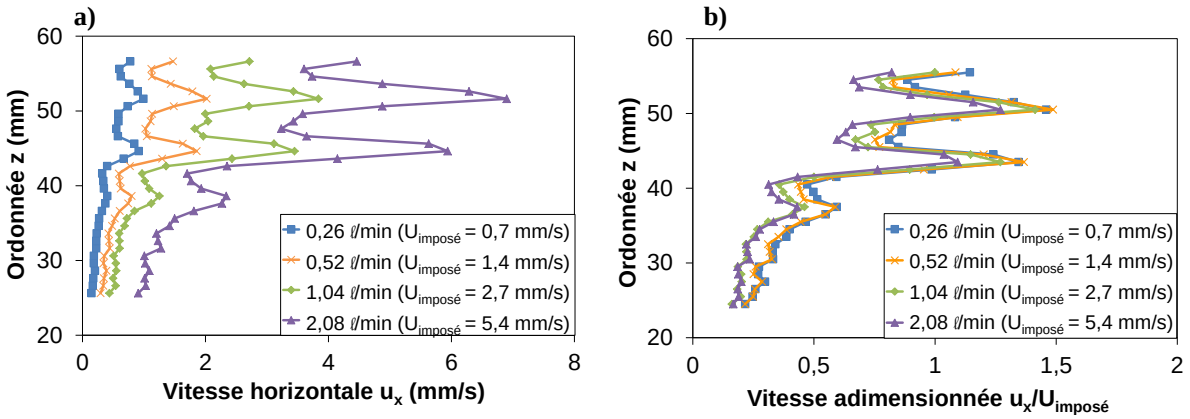


Figure II-16 : Profils moyens de la vitesse horizontale pour une position unique de la caméra dans la configuration C et pour 4 débits différents de la pompe.

4.3.3 Comparaison entre configurations et confrontation au modèle de Darcy-Brinkman

Les profils moyens de vitesse obtenus dans les configurations A, B et C ont ensuite été comparés entre eux (Figure II-17).

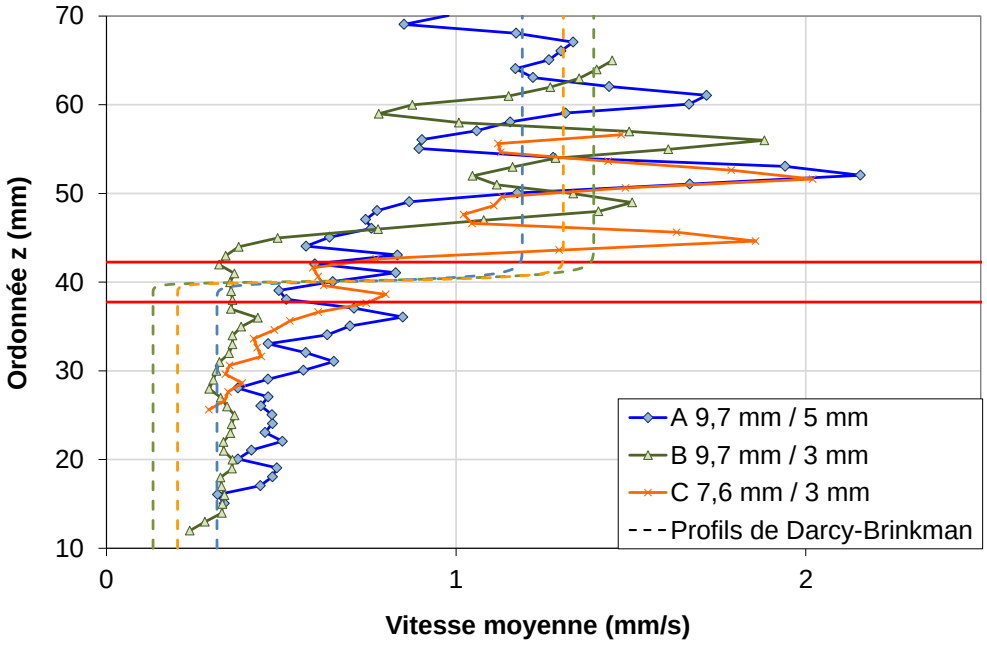


Figure II-17 : Comparaison des profils de vitesse horizontale moyens obtenus dans les configurations avec deux couches de billes.

Pour les 3 configurations, la vitesse mesurée est faible dans les petites billes, puis augmente dans une zone de transition entre 40 et 50 mm, pour atteindre des vitesses plus élevées dans les grosses billes avec de fortes oscillations spatiales.

Pour la configuration B, le profil dans la couche du bas est très régulier autour de 0,35 mm/s. Cette mesure reflète l'échelle d'un écoulement de Darcy, avec une vitesse constante dans le milieu poreux constitué des billes de 3 mm. Dans la configuration C possédant la même couche inférieure, on retrouve effectivement une vitesse similaire aux points les plus bas du profil C. Néanmoins, la transition pour le profil C est plus progressive, ce qui peut s'expliquer par la moindre différence de perméabilité entre les deux couches. La vitesse dans la couche inférieure de la configuration A, constituée de billes de 5 mm, est logiquement légèrement supérieure aux deux autres configurations.

La transition entre les deux couches, marquée par une nette augmentation de vitesse, se fait entre 42,5 mm et 50 mm, c'est à dire au-dessus de la zone de transition granulaire (*Cf.* §4.2). Le maximum du profil de vitesse correspond ensuite au maximum de porosité, localisé entre les deux premières couches de grosses billes. La transition se fait donc sur un rayon de grosse bille. Cette nette augmentation est très approximativement linéaire avec une pente de l'ordre de 0,4 s^{-1}. Cette analyse doit être nuancée pour les configurations A et C, où l'influence de l'interface semble se propager sur une plus grande épaisseur de milieu poreux. L'augmentation de vitesse dans la couche inférieure commence en effet dès $z = 35\ mm$.

Comme évoqué au §2.3.2, le profil de vitesse à l'interface entre deux milieux poreux peut-être modélisé par la loi de Darcy-Brinkman. Ce profil a été calculé pour ces 3 configurations grâce à un modèle aux éléments finis implémenté dans le logiciel COMSOL, avec une interface théorique plane à $z = 35\ mm$. Lors de ces simulations, un débit identique à celui fourni par la pompe (0,52 ℓ/min) a été imposé à l'entrée du domaine. Le résultat obtenu est représenté en pointillés sur la Figure II-17. La vitesse calculée au sein de la couche de billes du haut est cohérente en moyenne avec nos mesures, même si, comme évoqué ci-dessus, nos mesures sont très fluctuantes. Par contre, dans la couche du bas, nos mesures de vitesse sont plus élevées que la vitesse calculée, surtout dans la configuration B (billes de 3 mm).

D'autre part, on constate que la zone de transition de la vitesse entre les deux milieux poreux, prédite par cette modélisation, est nettement moins étendue que celle que nous avons mesurée. L'épaisseur déduite du modèle est de l'ordre de $\sqrt{k}$, c'est-à-dire 0,3 mm pour les billes de 9,7 mm et 0,1 mm pour les billes de 3 mm (Saffman, 1971). Or, d'après nos mesures, cette zone de transition est plutôt de l'ordre de grandeur d'un rayon de grosse bille. Nos résultats ne sont donc pas en accord avec la modélisation de Darcy-Brinkman, mais cohérents avec des mesures récentes de profils de vitesse à une interface entre un milieu libre et un milieu poreux, pour lesquelles la zone de transition est aussi de l'ordre de grandeur d'une particule (Goharzadeh, et al., 2005; Morad, et al., 2009). Ce désaccord est très vraisemblablement lié aux limites de la comparaison entre une modélisation continue du milieu poreux proposée par la loi de Darcy-Brinkman et les mesures de vitesse réalisées au sein d'un milieu discret, pour lequel il existe en réalité une zone de transition granulométrique

progressive et non une frontière plane d'épaisseur nulle. Une modélisation plus adéquate devrait simuler directement l'écoulement à l'intérieur des pores, formés par l'agencement des grains à l'interface. Une étude de ce type a été initiée durant la thèse mais n'a pas abouti, faute de temps. C'est toutefois une piste de recherches futures intéressante.

4.3.4 Quantification du débit total d'après le profil de vitesse

Pour ces 3 profils de la figure II-17, l'expérience a été réalisée à un débit imposé constant de 0,52 ℓ/min. En considérant que le profil moyen sur les 7 sections mesurées est valide sur toute la largeur de la cellule, et en extrapolant le profil au-dessus et en-dessous de la zone de mesure, on obtient les débits suivants :

	Débit extrapolé (ℓ/min)	**Pourcentage du débit imposé par la pompe**
Config A	0,301	58 %
Config B	0,271	52 %
Config C	0,330	63 %

Tableau II-2 : Différences entre débit imposé et débit extrapolé à partir des mesures

Les débits obtenus pour les trois configurations par extrapolation du profil de vitesse ne totalisent que 50 à 60 % du débit de la pompe. Cette sous-estimation peut être expliquée par deux éléments. D'abord, les sections mesurées ne concernent que les 25 premiers millimètres de la cellule, à proximité de la paroi latérale. Il est possible que le débit au centre de la cellule soit plus élevé entrainant ainsi une sous-estimation dans nos mesures. Ensuite, on observe visuellement un écoulement beaucoup plus rapide à proximité de la paroi supérieure de la cellule. Dans cette zone, les billes du milieu poreux sont en contact avec la paroi, ce qui favorise une zone de circulation préférentielle. Il n'est pas possible d'utiliser une rugosité artificielle à cet endroit car si on met en place des billes plus petites, elles ont tendance à tomber et à se retrouver au milieu de la couche, dans la zone de mesure. Il est probable que cette zone d'écoulement préférentiel concentre une fraction significative de l'écoulement.

Notre zone de mesure principale est localisée autour de l'interface entre les deux couches, à plusieurs centimètres de la paroi supérieure de la cellule. Nous supposons donc que notre zone de mesure n'est pas affectée par cet écoulement rapide, a priori confiné au voisinage immédiat de la paroi supérieure.

4.3.5 Profils de vitesse pour les configurations avec une couche de sable

Les profils de vitesses des configurations S1 et S2 ont été représentés sur la figure II-18. On peut rappeler que la vitesse de l'écoulement ne peut pas être mesurée au sein de la couche de sable qui n'est ni transparent, ni iso-indice.

Pour ces configurations, la ligne rouge du haut ($z = 42{,}3\ mm$) correspond à la position moyenne de la surface du sable. La ligne du bas est une estimation de l'enfoncement des grosses billes. De la même façon que pour les configurations A, B et C, on constate une augmentation de la vitesse au-dessus de la zone de transition granulométrique, suivie de fluctuations du profil de vitesse liées à l'agencement des billes en couches. Le gradient vertical du profil de vitesse au-dessus de l'interface est de l'ordre de 0,3 s^{-1} pour les deux configurations. La couche de billes de la configuration S2 est bidisperse, ce qui devrait apporter du désordre et limiter l'agencement en couches. Le profil obtenu montre un seul maximum autour de 55 mm, ce qui pourrait correspondre à des fluctuations à plus grande échelle. Néanmoins le profil n'a pas été mesuré sur une hauteur suffisante pour conclure.

Par rapport au processus d'érosion de contact qui pourrait se développer dans cette configuration, on constate que les vitesses à proximité de la surface du sol fin sont inférieures, sur une épaisseur de 3 à 4 mm, à celles présentes au cœur de la couche de billes. La vitesse moyenne de Darcy au sein de la couche de billes n'est donc pas un bon indicateur des vitesses d'écoulement, auxquelles sont soumis les grains de sable susceptibles d'être érodés. Si l'écoulement est suffisant pour détacher une particule de la surface et qu'elle est entrainée à 4 ou 5 mm au-dessus de l'interface, elle sera alors soumise à des vitesses bien plus élevées et, a priori, entrainée plus facilement qu'à l'interface.

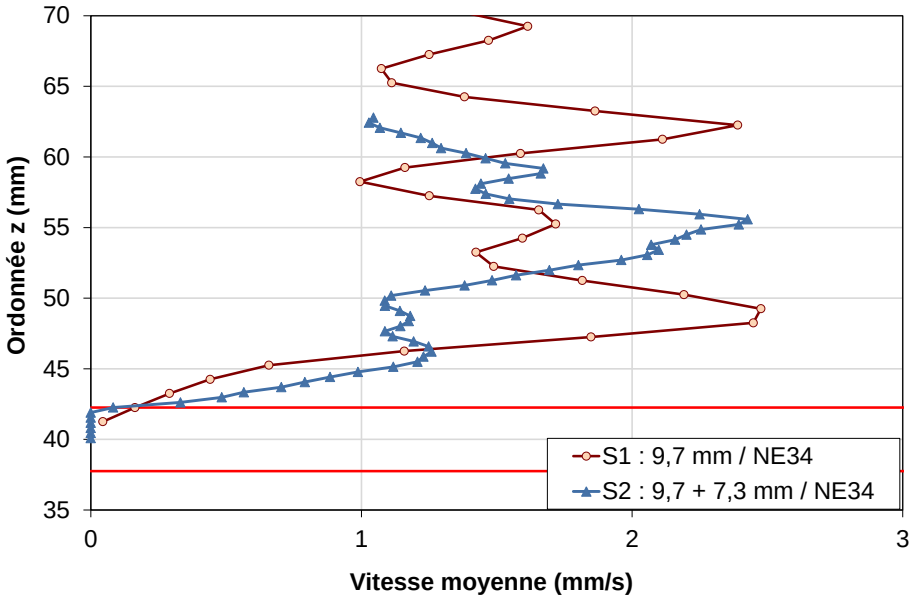


Figure II-18 : Comparaison des profils moyens de vitesse horizontale obtenus dans les configurations avec une couche de sable : S1 (monodisperse) et S2 (bidisperse).

4.4 Profils de porosité

Le masque de localisation des billes (Figure II-8) nous a permis d'estimer la porosité du milieu. En réalisant cette estimation ligne par ligne, on obtient un profil vertical de porosité comme présenté sur la figure II-19.

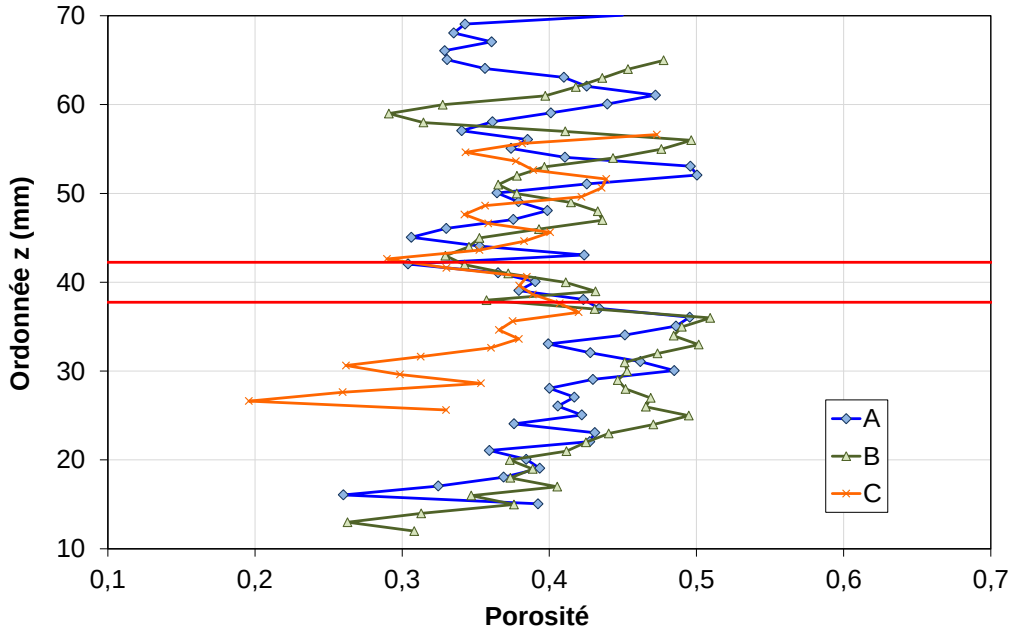


Figure II-19 : Comparaison des profils de porosité calculés d'après le masque de localisation des billes pour les configurations A, B et C

Un biais a été identifié sur ces mesures provenant de la variation de l'intensité lumineuse avec la profondeur. Le plan laser éclaire la section du milieu iso-indice par le haut et son intensité diminue à chaque traversée d'interface solide/liquide. Le traitement d'image, permettant de localiser les billes, identifie légèrement plus de matière quand l'intensité lumineuse est plus faible, ce qui résulte en une diminution de porosité. Ce biais est responsable de la diminution constatée de porosité avec la profondeur dans la couche de petites billes. On ne peut donc pas tirer de conclusions sur la tendance globale de ces courbes de porosité mais on peut remarquer leurs fluctuations sur un pas d'espace de l'ordre de la taille des billes constituant les couches et cela dans toutes les configurations (7,6 ou 9 mm pour la couche supérieure, 3 ou 5 mm pour la couche inférieure).

Pour les configurations S1 et S2, la mesure de porosité ne peut être réalisée qu'au sein de la couche de billes. Ainsi, nous ne pouvons pas étudier la zone de transition. Pour ces configurations, le masque a été réalisé en identifiant manuellement la position des billes. L'identification manuelle des billes demande beaucoup de temps et n'est pas envisageable sur un grand nombre de sections ou, par exemple, au sein d'une couche de billes de 3 mm. Elle

permet en revanche de s'affranchir du biais de la mesure automatique, lié à la baisse de luminosité avec la profondeur.

La configuration S2 est constituée d'une couche de billes bidisperse. Ceci devrait en théorie diminuer la porosité par rapport à la configuration monodisperse S1 et limiter les fluctuations. On constate effectivement des fluctuations du profil de moins grande ampleur, mais la valeur moyenne de porosité du profil reste toutefois sensiblement identique, de l'ordre de 0,44 (Figure II-20).

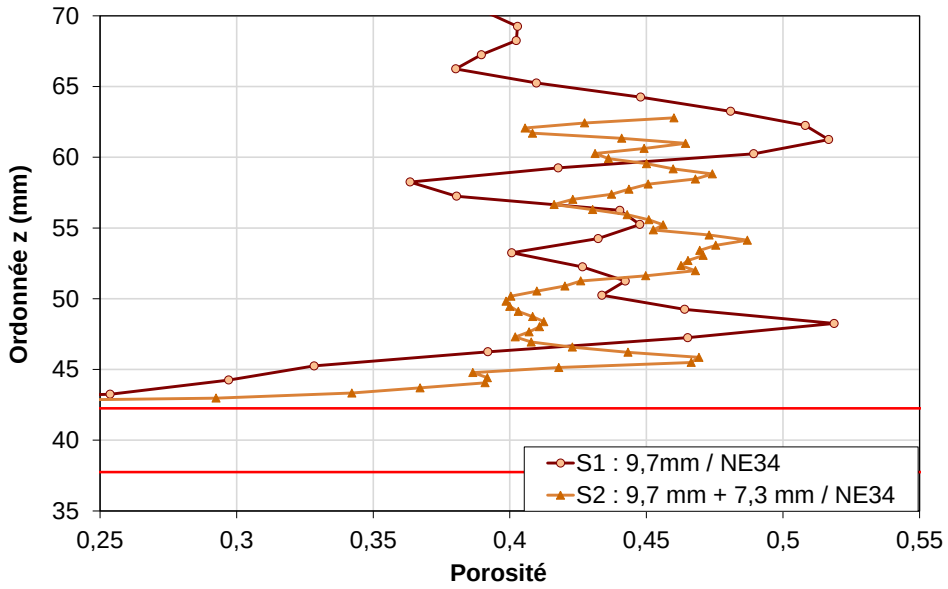


Figure II-20 : Profils de porosité dans les configurations avec une couche de sable.

Lorsque l'on met en place, avec le même protocole, deux couches de billes monodisperses mais de diamètres différents, la porosité moyenne obtenue est similaire dans chacune des couches. Cependant, à l'échelle du grain, on note l'apparition de fluctuations de porosité dépendant de l'agencement des billes. Dans la zone de transition granulométrique on observe un agencement particulier car deux tailles différentes de particules sont présentes. Toutefois, ce phénomène ne peut être étudié dans aucun de nos essais, car d'une part les mesures à l'interface entre deux couches de billes sont biaisées par l'effet du gradient de luminosité (Configuration A, B et C), et car d'autre part, il nous est impossible de mesurer la porosité au sein du sable (Configuration S1 et S2). Une simulation aux éléments discrets a donc été utilisée pour générer des empilements de deux couches de billes et étudier l'évolution de la porosité à l'interface (*Cf.* Annexe 1). Il en ressort que pour un rapport élevé entre les diamètres des billes des deux couches, la porosité diminue à l'interface, grâce à l'imbrication des deux tailles de billes (diminution de 7 % pour un rapport 5 entre les diamètres). Lorsque le rapport entre les deux tailles de billes est faible (inférieur à 2), la porosité augmente à l'interface.

L'EC nécessite un rapport entre les tailles des particules de chaque couche élevé. Si ce n'est pas le cas, les grains érodés sont piégés par blocage géométrique dans les constrictions du sol grossier. Cette filtration géométrique disparaît à partir de rapports de taille de l'ordre de 5 à 10 (*Cf.* Chapitre III, §2.2). Par conséquent, l'EC se développe uniquement dans le cas où la porosité est plus faible à l'interface que dans le milieu poreux. Ceci est une particularité supplémentaire importante de la zone d'interface où se développe l'EC par rapport au reste du milieu poreux.

4.5 Hétérogénéités des vitesses et distributions statistiques

On observant le champ de vitesse obtenu au sein des pores (*Cf.* §4.1), ainsi que les profils de vitesse (*Cf.* §4.3), nous avons constaté une importante variabilité spatiale des vitesses mesurées. La valeur moyenne de la vitesse au sein du milieu poreux n'est donc pas suffisante pour caractériser l'écoulement et il faut, pour cela, se tourner vers des outils statistiques.

4.5.1 Vitesses longitudinales

Les distributions statistiques de la vitesse longitudinale (composante horizontale de la vitesse) ont été calculées. Les données prises en compte dans ces distributions sont les 64 x 64 vecteurs vitesses de chaque section étudiée, auxquelles on retire les vecteurs masqués correspondant aux régions occupées par les billes de la couche poreuse. Pour pouvoir comparer ces distributions entre elles, et avec les données de la littérature, elles ont été représentées en fonction de la vitesse normalisée par la vitesse moyenne (Figure II-21).

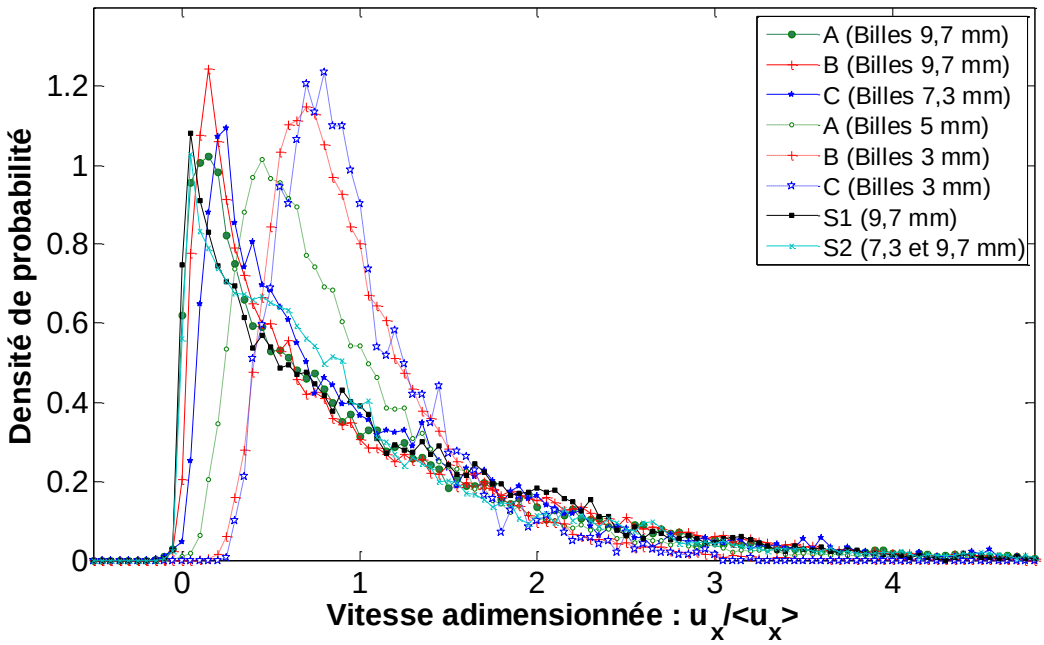


Figure II-21 : Distributions de la vitesse longitudinale adimensionnée en fonction de la configuration testée et de la couche de billes considérée.

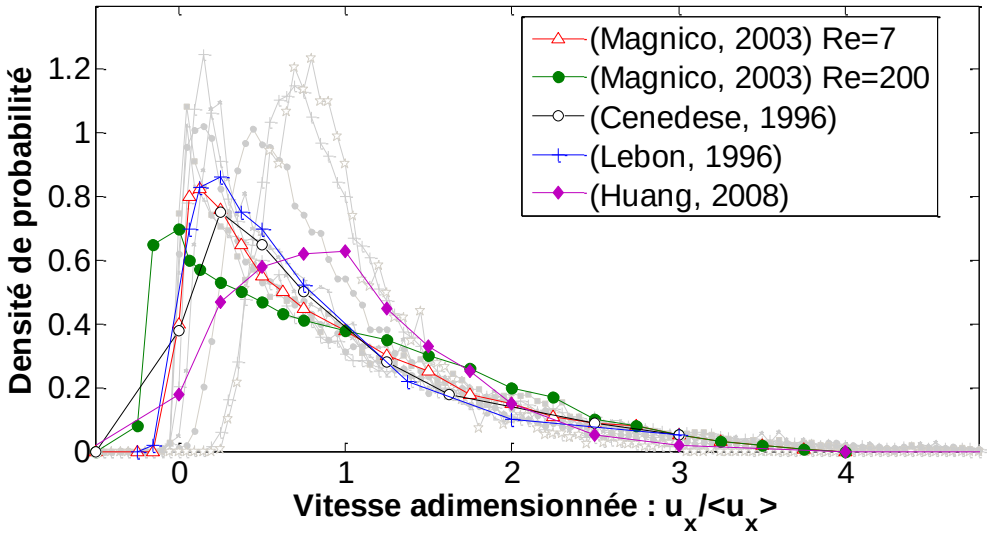


Figure II-22 : Comparaison des distributions obtenues (en gris clair) avec les données de la littérature.

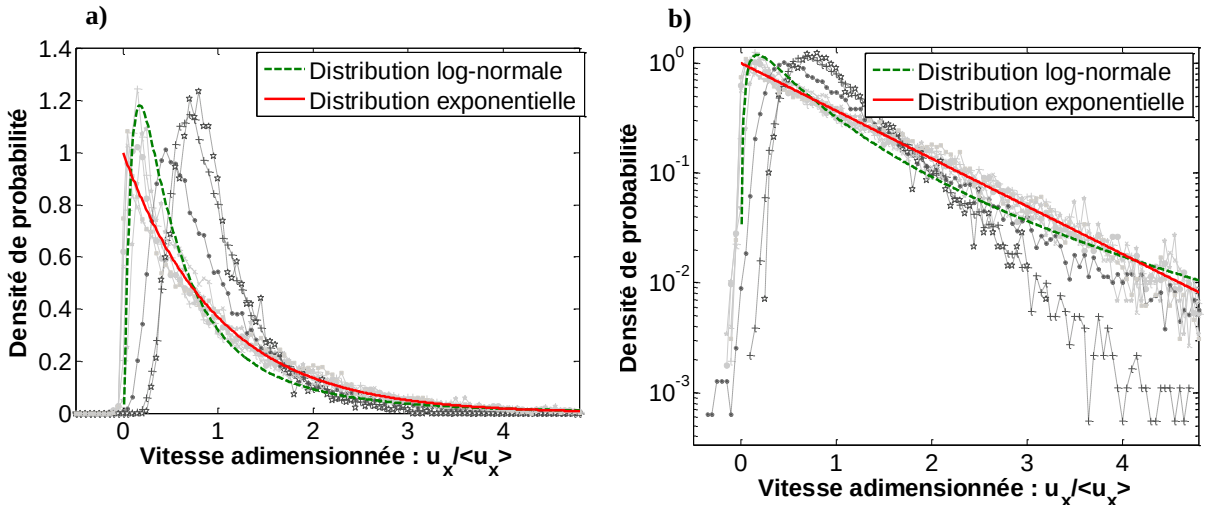


Figure II-23 : Comparaison des distributions obtenues avec des distributions log-normale et exponentielle.

Les distributions de vitesse mesurées dans les couches supérieures, couches constituées de billes de 7,6 mm ou 9 mm, sont semblables dans les 3 configurations (Figure II-21). Elles sont fortement dissymétriques avec un maximum pour une très faible vitesse ($u_x/\langle u_x\rangle \approx 0{,}15$), suivi d'une décroissance assez lente. Dans la couche inférieure constituée de billes de 3 mm, on retrouve une distribution de forme différente, avec un maximum décalé vers les vitesses plus élevées $u_x/\langle u_x\rangle \approx 0{,}75$ et une dissymétrie de forme moins marquée. Enfin, la distribution des vitesses dans les billes de 5 mm a une forme intermédiaire entre les deux groupes de distributions évoquées.

Ces résultats peuvent être confrontés à plusieurs travaux issus de la littérature. Des distributions de vitesse interstitielle en milieux poreux ont été obtenues d'une part grâce à des mesures expérimentales par IRM (Lebon, et al., 1996), par PIV (Cenedese, et al., 1996) et par PTV (Huang, et al., 2008), et d'autre part par simulations numériques (Magnico, 2003) (*Cf.* §2.4). Les résultats obtenus numériquement et par méthodes IRM et PIV correspondent bien à nos résultats observés dans les couches supérieures (Figure II-22). Par contre, la distribution obtenue par PTV est plus étalée et décalée vers des valeurs plus élevées. Huang et al. justifient cette différence par le fait que la méthode PTV a tendance à sous-représenter les vitesses faibles que l'on trouve au contact des billes, dans des zones qui peuvent être influencées par le traitement d'image réalisé (Huang, et al., 2008). Cette distribution se rapproche de nos résultats dans les billes de 3 et 5mm, même si le maximum que l'on obtient est nettement plus élevé.

Les distributions que nous avons obtenues peuvent être ajustées de façon satisfaisante par une distribution log-normale, (de paramètres -0,58 et 1,08, correspondant respectivement à la moyenne et à l'écart-type du logarithme de la variable), comme proposé dans la littérature (Cenedese, et al., 1996; Moroni, et al., 2001) (Figure II-23-a). Cette répartition représente correctement le pic de la distribution, mais en fonction des configurations, on observe une tendance différente pour la fin de la décroissance (Figure II-23-b). Un ajustement exponentiel est lui aussi envisageable pour cette queue de distribution, comme proposé par d'autres auteurs (Lebon, et al., 1996; Maier, et al., 1999). Il est intéressant de noter qu'avec le modèle classique de tubes capillaires utilisé pour modéliser un milieu poreux (Bear, 1972), en supposant une distribution gaussienne de tailles de pores, on retrouve théoriquement une distribution des vitesses longitudinales exponentielle (Maier, et al., 1999).

Des distributions de vitesse longitudinale ont été obtenues par simulation numérique pour des nombres de Reynolds de l'écoulement variant de 7 à 200 (Figure II-22) (Magnico, 2003). Ce paramètre semble avoir une influence sur le maximum de la distribution, plus faible pour $Re = 200$ et décalé vers la gauche, mais peu sur le reste de la distribution. Nous avons constaté précédemment que le nombre de Reynolds n'avait pas d'influence sur la forme du profil de vitesse, dans la gamme de valeurs testée ($Re = 0{,}3$ à $2{,}1$). De la même façon, les distributions de vitesse longitudinale ont été calculées pour cette gamme de nombre de Reynolds et aucune influence significative n'a pu être identifiée comme on peut le voir sur la figure II-24.

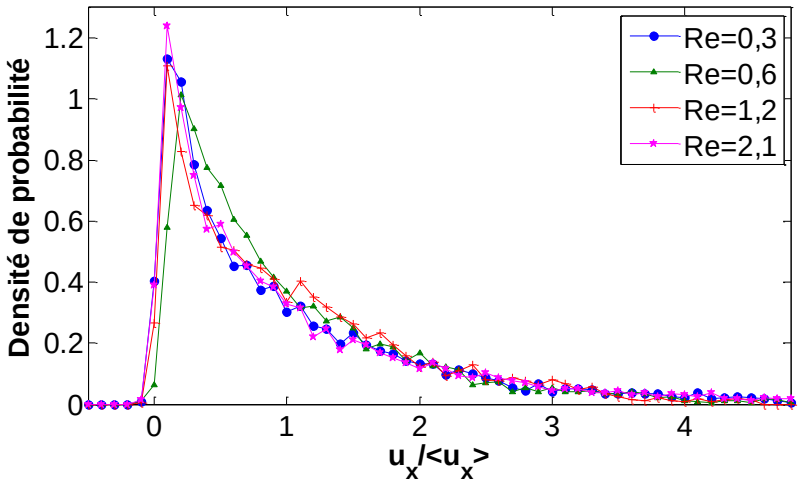


Figure II-24 : Influence du nombre de Reynolds de l'écoulement sur la forme de la distribution de vitesse longitudinale.

4.5.2 Vitesses transversales

La moyenne des valeurs absolues de la composante verticale des vecteurs vitesse, c'est-à-dire transversale à la direction principale de l'écoulement, représente 42 % de la moyenne en valeur absolue des composantes horizontales pour la configuration B, 44 % pour les configurations A, C et S1 et 49 % pour la configuration S2. En revanche, la moyenne des composantes verticales des vitesses est très faible : entre 1 % et 3 % de la moyenne des composantes horizontales selon les configurations. La vitesse moyenne dans l'échantillon est donc effectivement dirigée selon l'axe $\vec{x}$.

La vitesse moyenne des vitesses transversales étant proche de zéro, les vitesses ont été adimensionnées par la vitesse moyenne horizontale dans la même couche de billes. Les distributions obtenues sont présentées sur la Figure II-25. Elles ont une forme différente des distributions des vitesses longitudinales : symétriques par rapport à zéro, avec un maximum très proche de zéro. Les distributions sont ensuite nettement décroissantes pour les vitesses positives et négatives. Les résultats obtenus dans les différentes configurations et couches de billes sont pratiquement identiques avec néanmoins un maximum plus élevé pour les mesures réalisées dans les billes de 3 mm.

Comme le montre la Figure II-26, ces distributions sont similaires à celles obtenues dans la littérature, numériquement et expérimentalement (Cenedese, et al., 1996; Magnico, 2003). Le maximum de la distribution est sensiblement moins élevé pour nos résultats par rapport à ceux de la littérature.

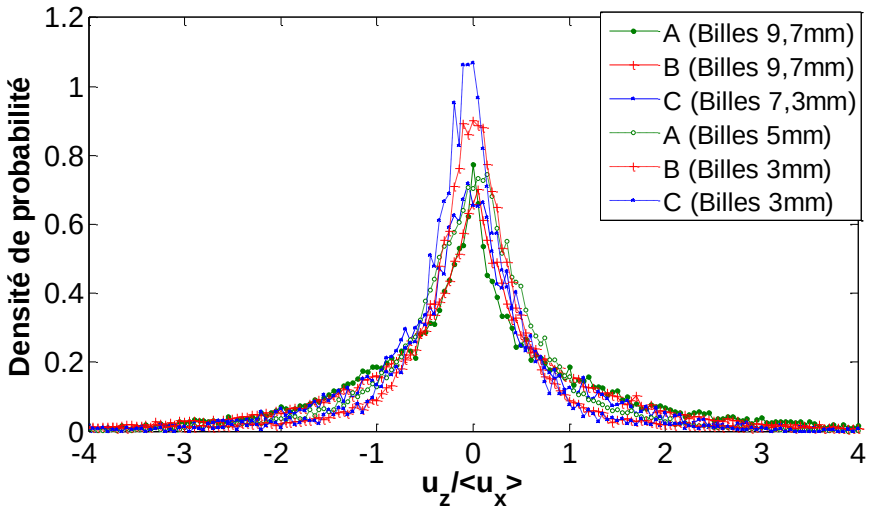


Figure II-25 : Distributions de vitesses transversales (verticales) adimensionnées par la moyenne des vitesses longitudinales, en fonction de la configuration testée et de la couche de bille considérée.

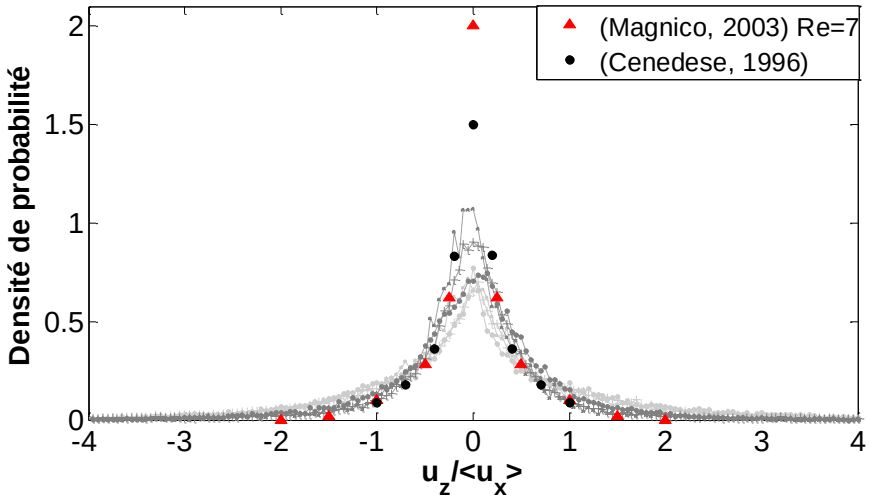


Figure II-26 : Comparaison des distributions de vitesse transversale (verticale) avec des données de la littérature.

4.6 Etude paramétrique

Comme évoqué précédemment, la méthode PIV permet d'obtenir la vitesse moyenne des traceurs présents dans une boîte d'interrogation, en prenant en compte une distorsion global de la boîte (*Cf.* §3.3.5). Néanmoins, des variations de la vitesse de l'écoulement, non représentées par le cisaillement global, peuvent exister à l'intérieur de la boîte. Ces variations sont donc lissées par le traitement PIV. C'est pourquoi une étude paramétrique a été réalisée pour vérifier l'influence de ce lissage, lié à la taille de boîte choisie, sur les résultats. La même série de mesures a pour cela été traitée avec des boîtes de 16, 32, 64 et 128 pixels. La taille de 32 pixels qui est utilisée dans toutes nos mesures est celle qui optimise, a priori, la résolution du résultat et le nombre moyen de traceurs par boîte. Les profils de vitesse ont été calculés

(Figure II-27) ainsi que les distributions de vitesse longitudinale dans les billes de 7,3 mm (Figure II-28-a) et 3 mm (Figure II-28-b).

Les profils de vitesse longitudinale obtenus montrent effectivement un effet de lissage de plus en plus important lorsque la taille des boîtes augmente (Figure II-27). Cependant, l'allure des profils réalisés avec 16 et 32 pixels sont très proches, ce qui semble indiquer que la taille que nous avons choisie (32 pixels) est bien inférieure à la taille caractéristique des variations du profil de vitesse.

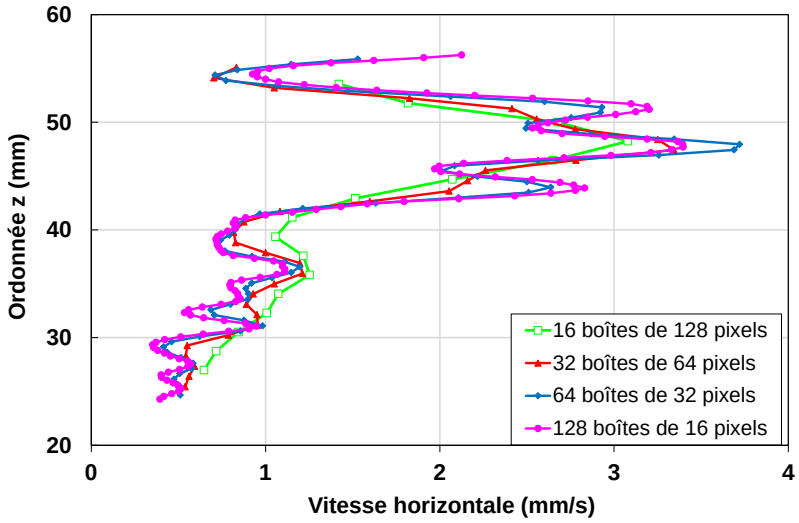


Figure II-27 : Influence de la taille des boîtes du traitement PIV sur le profil de vitesse obtenu, pour une section mesurée à 0,52 ℓ/min ($U_{imposé}$ = 1,4 mm/s) dans la configuration C.

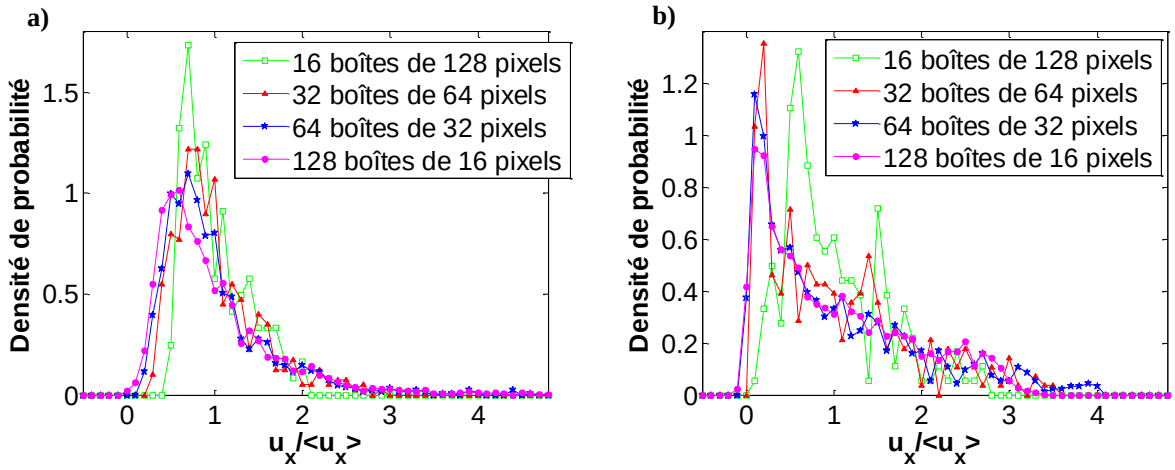


Figure II-28 : Influence de la taille des boîtes du traitement PIV sur les distributions de vitesse longitudinale obtenues pour une section mesurée dans la configuration C à 0,52 ℓ/min ($U_{imposé}$ = 1,4 mm/s). a) Billes de 7,3 mm, b) Billes de 3 mm.

On peut noter que les distributions de vitesse longitudinale sont plus bruitées pour les boîtes les plus grandes, simplement parce que le nombre de vecteurs vitesses pris en compte

dans la distribution est plus faible (Figure II-28). Mis à part ce point, les distributions semblent peu influencées par la taille des boîtes d'interrogation entre 16 et 64 pixels. La distribution obtenue pour les boîtes de 128 pixels possède un maximum nettement plus élevé, et décalé vers la droite pour les billes de 7,3 mm (Figure II-28-b). L'augmentation du maximum de la distribution lorsque la taille des boîtes augmente est d'ailleurs aussi constatée, mais de façon beaucoup moins nette, entre 16 et 64 pixels. Cette augmentation est liée à un resserrement des valeurs mesurées dû à l'effet de lissage qui est plus marqué. Les valeurs extrêmes sont moins nombreuses car lissées par leurs voisines. La distribution avec les boîtes de 128 pixels pour les billes de 7,3 mm se rapproche de celles obtenues pour les billes de 3 mm. Cette constatation permet d'expliquer les écarts entre les distributions relevées dans les petites et grosses billes (Figure II-21) : dans les petites billes, la résolution n'est pas suffisante pour capturer toute la variabilité spatiale des vitesses au sein d'un pore, et la mesure PIV génère de ce fait un effet de lissage marqué qui décale la distribution vers la droite. Il semble donc que notre résolution de mesure soit bien adaptée aux billes de 7,3 et 9,7 mm mais trop faible pour les billes plus petites. On peut d'ailleurs remarquer que le lissage du profil de vitesse au sein des billes de 3 mm (Figure II-27) a légèrement tendance à augmenter la vitesse globale mesurée. Ceci pourrait être une explication de la surestimation constatée de la mesure des vitesses dans les couches de petites billes par rapport à la loi de Darcy-Brinkman (Figure II-17).

4.7 Contraintes de cisaillement

Un grand nombre de modèles d'érosion d'interface utilisent la contrainte de cisaillement au sein du fluide, à proximité de la surface érodée, comme paramètre contrôlant le processus de détachement des particules (Shields, 1936; Ariathurai, et al., 1978; Bonelli, et al., 2008). En effet, elle caractérise la quantité de mouvement transmise par l'écoulement au sol. Par conséquent, dans l'objectif de modéliser l'EC, il est intéressant de quantifier la contrainte de cisaillement appliquée à la surface du sol fin.

4.7.1 Limitations du calcul direct

Lors de nos essais, nous avons constaté que le régime d'écoulement était purement visqueux. D'autre part, l'huile que nous avons utilisée peut être considérée comme un fluide Newtonien. Les contraintes de cisaillement au sein du fluide sont, dans ce contexte, simplement reliées au champ de vitesse par les relations :

$$\tau_{xy} = -\mu\left(\frac{\partial u_y}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial y}\right), \tau_{xz} = -\mu\left(\frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x}\right), \quad \tau_{yz} = -\mu\left(\frac{\partial u_z}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial z}\right) \qquad \text{(II.15)}$$

On fait ensuite l'hypothèse que l'interface est un plan parallèle au plan $(O, \vec{x}, \vec{z})$. Les contraintes exercées sur ce plan sont les contraintes τ_{xz} et τ_{yz}. D'autre part, l'écoulement étant laminaire, la composante u_z est nulle à proximité de ce plan. On s'attend aussi, a priori,

à des gradients de vitesse plus marqués selon $\vec{z}$ que selon $\vec{x}$ et $\vec{y}$. Les contraintes appliquées à l'interface se réduisent avec ces hypothèses à :

$$\tau_{xz} = -\mu \frac{\partial u_x}{\partial z}, \quad \tau_{yz} = -\mu \frac{\partial u_y}{\partial z} \tag{II.16}$$

Notre dispositif expérimental permet une mesure 2D du champ de vitesse dans le plan $(\vec{x}, \vec{y})$. Il ne nous est donc pas possible de calculer la valeur de τ_{yz} car la composante de la vitesse u_y n'est pas mesurée. Néanmoins, comme évoqué précédemment, la direction principale de l'écoulement est la direction $\vec{x}$ et le rapport moyen u_x/u_z est de l'ordre de 2. Par symétrie au sein du milieu poreux, on peut supposer qu'en moyenne u_y est de l'ordre de u_z, d'où u_x/u_y de l'ordre de 2. Au final, on peut faire l'hypothèse que la contribution principale à la contrainte de cisaillement exercée à l'interface est τ_{xz}, même si la contribution de τ_{yz} n'est pas négligeable. Nous nous sommes donc, dans un premier temps, concentrés sur le calcul de τ_{xz}.

D'après la relation (II.16), τ_{xz} est calculé par dérivation par rapport à $\vec{z}$ de la composante horizontale de la vitesse u_x. Dans une vision continue du milieu poreux, cela correspond à la dérivée des profils moyens de vitesses présentés précédemment (Figure II-17). Ainsi, d'après le profil moyen de vitesse horizontale dans les configurations S1 et S2, $\partial u_x / \partial z$ est de l'ordre de 0,3s^{-1} à proximité de l'interface (*Cf.* §4.3.5), ce qui correspond à une contrainte de cisaillement de :

$$\tau_{xz} = -\mu \frac{\partial u_x}{\partial z} \approx -18{,}3x10^{-3} * 0{,}3 \approx -5{,}5\, x10^{-3} Pa \tag{II.17}$$

Ensuite, à l'échelle du pore, on peut calculer un champ de cisaillement d'après le champ de vitesse au sein de l'écoulement, ainsi que la relation (III.15). Un exemple d'un tel champ est présenté sur la Figure II-29. On peut remarquer que les zones les plus cisaillées sont logiquement localisées sur les bords des pores, avec de plus fortes amplitudes dans les pores où les vitesses sont les plus élevées (Figure II-12). On rappelle que c'est la contrainte τ_{xz} dans le repère global qui a ici été déterminée. Pour observer le cisaillement de l'écoulement au sein des pores verticaux ou inclinés, il serait nécessaire de calculer la contrainte de cisaillement dans un repère local, dont les directions sont tangentes et normales aux lignes de courant.

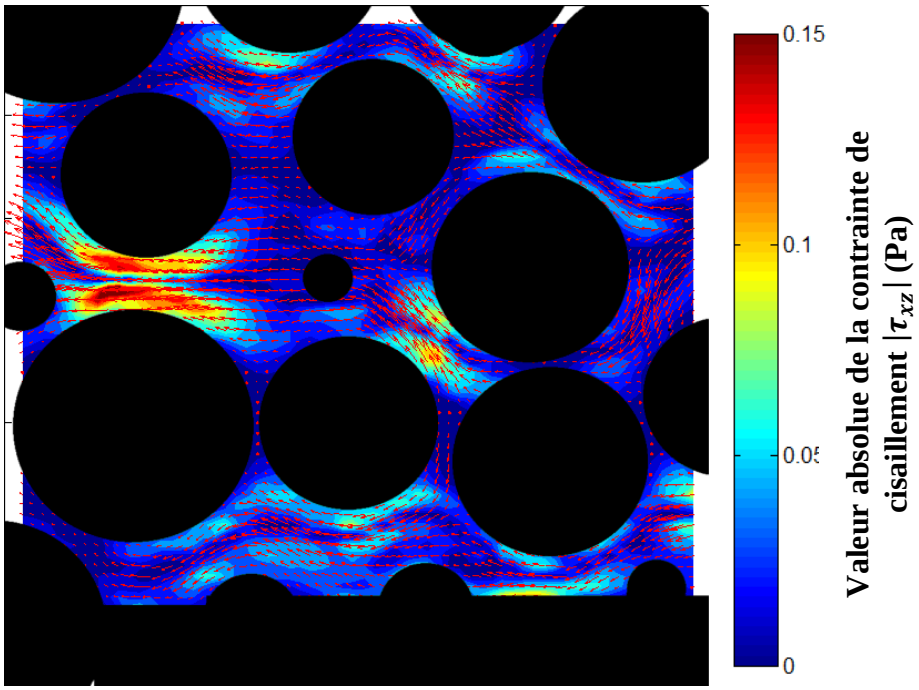


Figure II-29 : Carte des amplitudes de la contrainte de cisaillement $|\tau_{xz}|$ et vecteurs vitesse en rouge.

Un profil de contrainte de cisaillement obtenu au sein d'un pore ainsi que le profil de vitesse horizontale correspondant ont été représentés sur la figure II-30. Un écoulement laminaire au sein d'un tube cylindrique suit théoriquement une loi de Poiseuille avec un profil de vitesse parabolique et une évolution linéaire de la contrainte de cisaillement (*Cf.* §2.1). Une loi de ce type a été ajustée aux mesures de vitesse. On constate que cet ajustement représente correctement le profil de vitesse et de contrainte de cisaillement au centre du pore, mais qu'il diverge à proximité des bords. Ainsi, la valeur de la contrainte de cisaillement calculée dans cet exemple au bord du pore (~ 0,15 Pa) est nettement plus faible que la valeur déduite de l'ajustement de Poiseuille (0,3 Pa). Cette valeur de contrainte à l'interface étant celle prise en compte dans les lois d'érosion, cette différence pose problème.

Cet écart peut être expliqué soit par la géométrie réelle du pore, très différente du tube cylindrique pour lequel la loi de Poiseuille est établie, soit par des biais du traitement PIV. En effet, les boîtes d'interrogation situées au bord du pore sont à cheval entre la zone d'écoulement et la zone masquée. La vitesse estimée correspond dans ce cas à la vitesse de quelques traceurs en mouvement, même si la vitesse est nulle dans la majeure partie de la boîte d'interrogation. D'autre part, la qualité de l'observation des traceurs au bord des pores est dégradée par la présence de l'interface solide/liquide. Pour les configurations S1 et S2, cette observation est en plus gênée par les ondulations de la surface du sable qui peuvent se trouver entre la caméra et la zone de mesure.

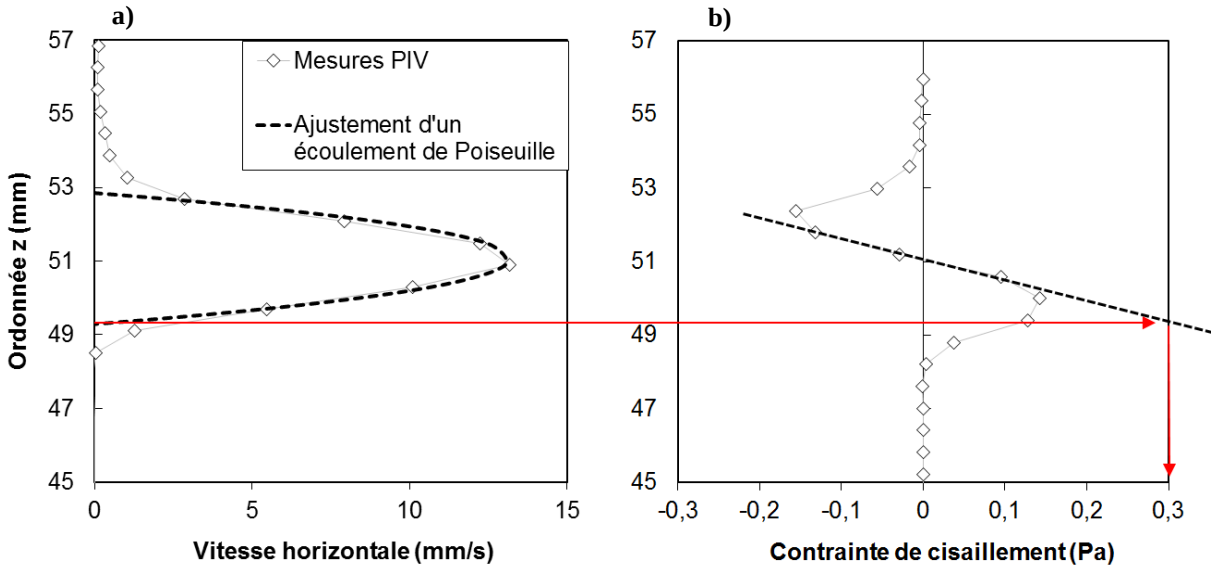


Figure II-30 : Exemple d'ajustement d'un écoulement de Poiseuille aux données mesurées dans un pore a) Profil de vitesse horizontale b) Profil de contrainte de cisaillement.

4.7.2 Calcul indirect basé sur le profil d'écoulement de Poiseuille

Pour éviter ces biais de mesures à proximité de l'interface et obtenir une valeur fiable pour la contrainte de cisaillement à l'interface, on utilise un profil de Poiseuille ajusté uniquement sur les valeurs de vitesse au centre du pore. Nous avons choisi de borner la zone centrale servant à l'ajustement par les deux extrema du profil de contrainte au sein du pore (Figure II-30). Le profil de Poiseuille nous permet ensuite d'identifier les bords du pore à l'endroit où la vitesse s'annule. A cet emplacement, la contrainte de cisaillement est calculée en dérivant le profil de vitesse extrapolé. Si il y a moins de 3 points dans la zone centrale pour ajuster le profil de Poiseuille, ou si l'ajustement est de mauvaise qualité ($R^2 < 0{,}8$), la contrainte de cisaillement calculée à l'interface n'est pas retenue. Grâce à cette méthode, la valeur de contrainte de cisaillement calculée à l'interface n'est pas ou peu influencée par les biais de mesures existant à proximité de l'interface solide/liquide.

Cette méthode de calcul a été appliquée de façon automatique aux champs de vitesse mesurées dans la configuration S1, puis S2, pour déterminer les contraintes à la surface de la couche de sable (Figure II-31). Dans un deuxième temps cette même méthode a été utilisée au sein de la couche de billes, pour déterminer la contrainte de cisaillement exercée à la surface des billes. Lors de ce deuxième calcul, les pores situés directement au-dessus de l'interface n'ont pas été pris en compte. Les valeurs moyennes obtenues sont détaillées dans le tableau II-3.

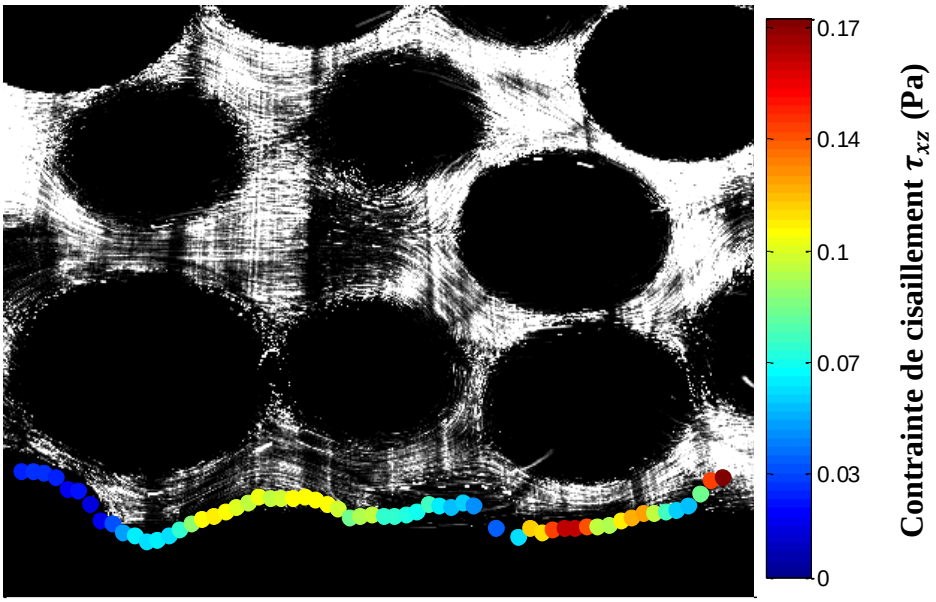


Figure II-31 : Exemple de valeurs de contrainte de cisaillement τ_{xz} obtenues à l'interface en extrapolant un ajustement du profil de vitesse par une loi de Poiseuille.

Contraintes de cisaillement	S1	S2
Surface de la couche de sable	0,0687 Pa	0,0680 Pa
Au sein de la couche de billes	0,114 Pa	0,152 Pa

Tableau II-3 : Contraintes moyennes de cisaillement mesurées dans les configurations S1 et S2

La similarité des valeurs obtenues dans le deux configurations à la surface de la couche de sable est vraisemblablement une coïncidence. L'essai S1 a en effet été réalisé à débit imposé (0,52 ℓ/min), avec une couche de bille monodisperse de 9,7 mm, alors que l'essai S2 a été réalisé à charge imposée (générant un débit d'environ 0,62 ℓ/min), avec une couche de billes polydisperse (7,3 et 9,7 mm). On constate que la moyenne de la distribution des contraintes au sein du milieu poreux est plus élevée que celle obtenue au sommet de la couche de sable. Cette différence peut s'expliquer simplement par les plus grandes vitesses mesurées au sein du milieu poreux par rapport à celles à proximité de l'interface (Figure II-17). Ces valeurs de cisaillement local de l'écoulement, à l'intérieur d'un pore, sont aussi nettement plus élevées que le cisaillement calculé d'après le profil moyen de vitesse : $\tau_{xz} = 5{,}5x10^{-3}\ Pa$ (II.17). En effet, ce profil moyen lisse très fortement les variations locales de vitesse qui contribuent beaucoup au cisaillement.

4.7.3 Distributions statistiques

De manière similaire aux vitesses horizontales, une distribution statistique des valeurs de contraintes de cisaillement ainsi déterminées a été calculée (Figure II-32). Les contraintes mesurées à la fois à la surface du sol fin et au sein du milieu poreux ont été

utilisées. Ces distributions, d'une part, sont identiques entre elles et, d'autre part, similaires à celles obtenues pour la vitesse. Elles présentent toutefois plus de bruit à cause du plus faible nombre de valeurs prises en compte (17000 valeurs de vitesse pour seulement 500 valeurs de contraintes à l'interface).

Comme pour la vitesse longitudinale, ces distributions sont compatibles aussi bien avec une loi log-normale qu'avec une loi exponentielle. Toutefois, pour les valeurs élevées de contrainte normalisée, la loi exponentielle semble mieux rendre compte des mesures. Ces distributions sont étalées vers les valeurs élevées, ce qui signifie que localement des valeurs élevées de contraintes sont possibles même pour une valeur moyenne faible : l'écart-type de la distribution de contraintes de cisaillement dans le milieu poreux est $0{,}155\ Pa$ pour une valeur moyenne de $0{,}157\ Pa$. La probabilité d'avoir une valeur 3 fois plus élevée que la moyenne est d'environ 5 %. Ceci a d'importantes implications pour le processus d'érosion et sera discuté dans le Chapitre IV.

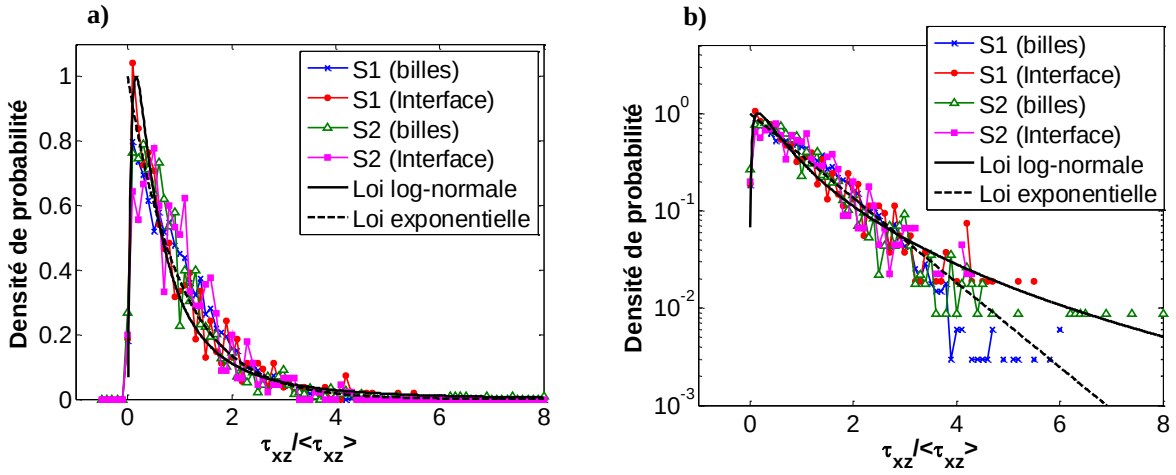


Figure II-32 : Distributions de contraintes de cisaillement adimensionnées $|\tau_{xz}|$ à la surface du sol fin, et au sein du milieu poreux.

4.7.4 Comparaison avec les expressions analytiques de la contrainte moyenne

Plusieurs auteurs ont proposé des relations permettant d'estimer une contrainte de cisaillement moyenne au sein d'un milieu poreux en fonction de grandeurs hydrauliques globales (vitesse, gradient).

Tout d'abord, comme évoqué antérieurement (*Cf.* §2.2), le milieu poreux peut-être modélisé par un assemblage de tubes capillaires. Au sein d'un tube capillaire de diamètre D_{tube} (m), la contrainte de cisaillement est calculée simplement par un équilibre des forces (Reddi, et al., 2000) :

$$\tau = \rho_w g i \frac{D_{tube}}{4} \quad \text{(II.18)}$$

La perméabilité intrinsèque du milieu est reliée au diamètre du tube par la relation suivante (Bear, 1972) :

$$k = n_D \frac{{D_{tube}}^2}{32} \quad \text{(II.19)}$$

D'où l'expression de la contrainte de cisaillement moyenne au sein du milieu poreux proposée par Reddi et al. (2000):

$$\tau_{Reddi} = \rho_w g i \sqrt{\frac{2k}{n_D}} \quad \text{(II.20)}$$

Dans le cas d'un assemblage de sphères, et pour $Re_D < 1$, on peut combiner l'expression (II.20) avec l'équation de Kozeny-Carmann (II.8) et la loi de Darcy (II.6) pour obtenir une relation directe entre la contrainte de cisaillement et la vitesse de Darcy :

$$\tau_{Reddi} = 6\sqrt{2/c_0}\ \frac{(1-n_D)}{{n_D}^2}\frac{\mu U}{D} \quad \text{(II.21)}$$

Sans faire l'hypothèse du modèle de tubes capillaires, une relation similaire peut être obtenue en réalisant un bilan de force, non pas dans un tube, mais dans l'ensemble du milieu poreux. Les forces de pressions générées par le gradient sont alors équilibrées par la force transmise au squelette solide sur toute l'interface solide/liquide. La contrainte de cisaillement est dans ce cas égale à cette force appliquée par l'écoulement sur l'interface solide/liquide divisée par la surface d'interface, estimée d'après la surface spécifique du milieu (Bear, 1972; Wörman, et al., 1992) :

$$F_{Liquide \rightarrow Solide} = n_D \rho_w g i \quad \text{(II.22)}$$

$$F_{Liquide \rightarrow Solide} = \tau . A_s \quad \text{(II.23)}$$

$$\tau_{Wörman} = n_D \rho_w g i \frac{1}{A_s} \quad \text{(II.24)}$$

Avec A_s (m^{-1}) la surface spécifique du milieu poreux qui peut être estimée d'après la courbe granulométrique par la relation :

$$A_s = (1-n_D)\frac{\alpha_{forme}}{D_H} \quad \text{(II.25)}$$

Avec α_{forme} un coefficient de forme des grains qui vaut 6 dans le cas de sphères et 8 pour un grand nombre de sols (Herdan, 1960) et D_H (m) le diamètre effectif du milieu poreux défini par la relation (II.11). Dans le cas de sphères, la surface spécifique est reliée à la perméabilité intrinsèque par la relation de Kozeny-Carmann (équation II.7) :

$$A_s = \sqrt{\frac{c_o n_D^3}{k}} \tag{II.26}$$

En combinant les expressions (II.20), (II.24) et (II.26) dans le cas de sphères et pour $c_o = 0{,}2$, on obtient la relation :

$$\tau_{\text{Reddi}} = 0{,}63 * \tau_{Wörman} \tag{II.27}$$

Ces deux relations analytiques donnent des résultats qui diffèrent simplement d'un facteur constant (0,63) dans le cas d'un milieu poreux constitué de sphères. Néanmoins, dans le cas d'écoulements inertiels ou turbulents ou pour des milieux où la relation de Kozeny-Carmann ne s'applique pas (milieu très polydisperse, forme variable des grains), la relation (II.27) n'est plus vérifiée.

Ces relations peuvent maintenant être confrontées aux résultats expérimentaux que nous avons obtenus dans la configuration S2. Durant cet essai, la porosité moyenne mesurée grâce au masque de la position des billes est $n_D \approx 0{,}44$. Cette valeur est à prendre avec précautions car elle peut être influencée par la luminosité au sein du milieu (*Cf.* §4.4). La porosité peut aussi être déterminée d'après la masse de billes mise en place et le volume occupé par celles-ci : $n_D = 0{,}43$. Néanmoins, la porosité n'est pas homogène dans la cellule et augmente à proximité des parois. Ben Aïm a proposé en 1970 une relation permettant d'estimer la porosité au cœur d'un milieu poreux (n_{Dcoeur}) connaissant la porosité globale dans un récipient ($n_{Dglobal}$), le pourcentage volumique de milieu poreux perturbé par les parois V_p et un paramètre k_w valant 11/16 dans le cas de sphères (Ben Aïm, 1970) :

$$n_{Dglobal} = 1 - \left(1 - (1 - k_w)V_p\right)(1 - n_{Dcoeur}) \tag{II.28}$$

Le volume perturbé V_p est défini comme le volume situé entre la paroi et une distance d'un rayon à l'intérieur du milieu poreux. L'application numérique à notre configuration donne une valeur de : $n_{Dcoeur} = 0{,}37$. La vitesse moyenne de Darcy calculée par la PIV au sein du milieu poreux est $U \approx 1{,}62\ mm/s$. La perméabilité intrinsèque de notre milieu est déduite de l'expression de Carman Kozeny donnée par la relation (II.8) à partir de la porosité estimée et du diamètre effectif de la couche de billes : $k = 4{,}9x10^{-8}m^2$. Le gradient au sein du milieu est simplement estimé par la loi de Darcy (II.6) : $i \approx 0{,}072$. Durant cet essai, le gradient a aussi été mesuré expérimentalement et une valeur cohérente a été obtenue : $i \approx 0{,}082$.

Pour la configuration S1, une erreur a malheureusement été commise sur la mesure de la masse de billes utilisée. Néanmoins, la porosité déduite du masque de la position des billes est similaire à celle obtenue pour la configuration S2 : $n_D \approx 0{,}44$. Le milieu étant monodisperse pour cet essai, on peut toutefois s'attendre à une porosité plus élevée que pour l'essai S2, qui, lui, est bidisperse. Une plage de valeur probable a ainsi été définie arbitrairement : $0{,}36 < n_{Dcoeur} < 0{,}40$. La vitesse calculée par la PIV pour cet essai est

$U = 1{,}69mm/s$. De façon similaire au calcul précédent, on obtient : $6{,}0x10^{-8}m^2 < k < 9{,}3x10^{-8}m^2$ et $0{,}040 < i < 0{,}062$.

Les relations (II.20) et (II.24) permettent finalement de calculer les contraintes de cisaillement moyennes pour ces deux configurations :

	Configuration S1 : $\langle\tau_{xz}\rangle$		**Configuration S2 : $\langle\tau_{xz}\rangle$**
	$n_D = 0,36$	$n_D = 0,40$	$n_D = 0,37$
Relation (III.21) : (Reddi, 2000)	0,299 Pa	0,227 Pa	0,311 Pa
Relation (III.21) : (Wörman, 1992)	0,472 Pa	0,359 Pa	0,491 Pa
Mesures dans la couche de billes	0,114 Pa		0,152 Pa
Mesures à l'interface	0,069 Pa		0,068 Pa

Tableau II-4 : Comparaison des contraintes moyennes de cisaillement $\langle\tau_{xz}\rangle$ mesurées et calculées avec différentes relations proposées dans la littérature.

Les estimations obtenues par les relations de Reddi et Wörman sont supérieures d'un rapport 2 à 4 à nos mesures au sein du milieu poreux (Tableau II-4). Cet écart peut s'expliquer en partie par plusieurs contributions au gradient total qui ont été négligées : celles de τ_{xy} et de τ_{yz}, mais aussi celle de $\partial u_z \backslash \partial x$ à la valeur de τ_{xz}. Toutefois ces termes font a priori intervenir des vitesses plus faibles, et l'écart obtenu peut aussi provenir des hypothèses réalisées sur la géométrie du milieu poreux pour établir les relations de Reddi et de Wörman.

Par la suite, nous ferons l'hypothèse que nos résultats expérimentaux sont corrects et qu'il est nécessaire d'appliquer une correction empirique à ces formules analytiques. De plus, nous privilégierons la formule proposée par Wörman qui, même si elle apporte une estimation plus éloignée de nos mesures, a pu être établie sans faire l'hypothèse d'un milieu modèle constitué de tubes capillaires. Cette relation sera utilisée avec un coefficient empirique correctif : $\beta_w = \frac{\tau_{mesuré_billes}}{\tau_{Wörman}} = 0{,}31$. Cette valeur a été estimée d'après les mesures de la configuration S2, pour laquelle nous n'avons pas d'incertitudes sur la valeur de la porosité. Cette valeur est néanmoins proche de celle de la configuration S1, dans le cas d'une porosité de 0,40 : $\beta_w = 0{,}32$. Il est toutefois nécessaire de réaliser de nouveaux essais pour valider cette valeur empirique.

Ensuite, comme déjà cité au §4.7.2, on constate que la valeur de τ_{xz} mesurée à l'interface est nettement inférieure à celle mesurée au sein du milieu poreux. On propose pour cela de définir un second paramètre empirique β_i caractérisant le rapport entre la contrainte de cisaillement moyenne au cœur du milieu poreux, loin des conditions aux limites, et la contrainte de cisaillement à l'interface. Grâce à nos mesures, on peut ainsi identifier $\beta_i = 0{,}61$ pour la configuration S1 et $\beta_i = 0{,}45$ pour la configuration S2. Ce paramètre est lié à l'agencement des deux tailles de grains dans la zone de transition granulométrique qui génère une modification de la porosité locale et de l'écoulement au voisinage de l'interface. Ce

paramètre est par conséquent dépendant du rapport de taille entre les particules des deux couches et du protocole de mise en place.

Au final, en adoptant la relation (II.24) proposée par Wörman et les facteurs de correction empirique β_w et β_i établis ci-dessus, on obtient l'expression :

$$\tau_{interface} = \beta_w \beta_i n_D \rho_w g i \frac{1}{A_s} \tag{II.29}$$

avec, d'après nos mesures, $\beta_w \approx 0{,}3$, et, pour la configuration de l'interface granulaire de nos essais, $\beta_i \approx 0{,}5$. Dans le cas d'un milieu poreux constitué de sphères, en combinant cette relation avec la loi d'Ergun (II.10) de paramètres A=182 et B=1,92 en régime inertiel et l'expression de la surface spécifique du sol (II.25), on obtient :

$$\tau_{interface} = \frac{\beta_w \beta_i}{6} \frac{1}{n_D^2} (A(1-n_D)\mu D_H U + B\rho_w u^2) \tag{II.30}$$

Enfin, dans le cas d'un milieu poreux quelconque dont le diamètre effectif D_H ainsi que les paramètres a et b de la loi de Forchheimer ont été identifiés expérimentalement, on peut déduire :

$$\tau_{interface} = \frac{\beta_w \beta_i}{\alpha_{forme}} \frac{n_D}{(1-n_D)} \rho_w g D_H (au + bu^2) \tag{II.31}$$

5. Observations directes du processus d'EC d'un sable

5.1 Principe de l'observation

La configuration S1 est constituée d'une couche de sable NE34, surmontée d'une couche de billes en borosilicate, ces dernières constituant un milieu iso-indice avec le mélange d'huiles utilisé. Il est donc possible d'observer directement la surface de la couche de sable à travers la couche de billes. Nous avons tiré parti de ce dispositif pour générer, et observer, l'érosion de contact de la couche de sable.

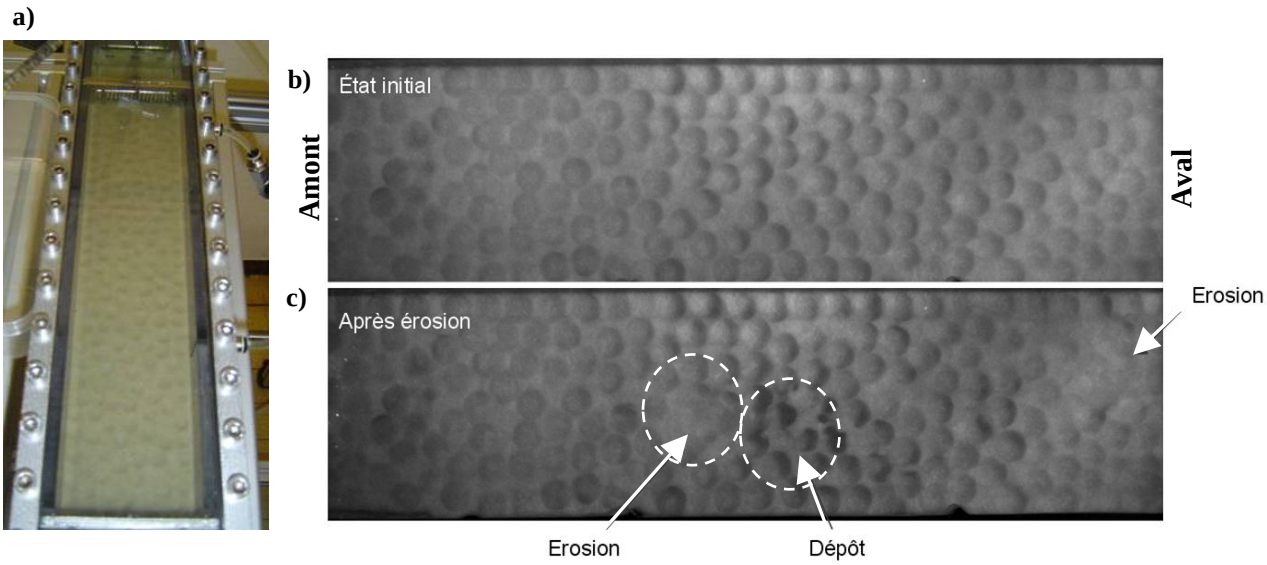


Figure II-33 : a) Configuration S1 b) Vue de dessus de la surface de la couche de sable.

Les empreintes des billes dans le sable sont nettement visibles comme cela est illustré sur la figure II-33-a. La taille de ces empreintes varie en fonction de la profondeur d'enfoncement de la bille. Après la mise en place de l'échantillon, les empreintes apparaissent relativement uniformes sur l'ensemble la surface, ce qui indique que l'enfoncement initial est sensiblement le même pour toutes les billes au contact avec le sable (Figure II-33-b). A l'inverse, à la fin de l'essai, les empreintes ont été modifiées (Figure II-33-c) et on peut distinguer des zones d'érosion (empreintes peu marquées, billes non enfoncées dans le sable), des zones de dépôt (empreintes irrégulières, billes en partie couvertes de sable), et des zones inchangées.

5.2 Seuil d'initiation de l'érosion du sable

Au début de l'essai, le débit imposé par la pompe est progressivement augmenté jusqu'à observer les premiers mouvements de grains de sable à la surface.

Dès qu'un débit est imposé, même très faible, des mouvements transitoires de grains de sable isolés apparaissent au sein de la couche de billes. Ces grains proviennent de la mise

en place des billes, qui, malgré le soin apporté, met en suspension quelques grains de sable qui se déposent ensuite dans l'empilement de billes. Ces grains sont peu nombreux et, après un certain temps, ces mouvements s'arrêtent.

A partir de 0,8 ℓ/min, soit une vitesse moyenne de Darcy de 4 mm/s, des grains commencent à bouger à l'interface. Leur déplacement se fait par roulement ou glissement et s'apparente au processus de charriage en rivière. Cette érosion est localisée en quelques points particuliers de l'interface, caractérisés par des pores un peu plus gros ou par des alignements rectilignes de pores. L'initiation de l'érosion est donc limitée à quelques hétérogénéités de porosité.

Le sable utilisé (Fontainebleau, NE34) possède une granulométrie étroite : $d_{10} = 0{,}16mm$, et $d_{85} = 0{,}34\,mm$ (*Cf.* Tableau III-3). Dans le contexte de l'érosion de surface, l'initiation du mouvement de particules non cohésives sur le fond d'une rivière est prédite par la courbe de Shields (*Cf.* Chapitre III). Au sein d'une conduite, en régime laminaire, Ouriemi et al. ont constaté expérimentalement que le nombre de Shields d'initiation du mouvement des particules restait constant pour une large gamme de nombre de Reynolds : $\Theta = 0{,}12 \pm 0{,}03$ (Ouriemi, et al., 2007). Cette valeur avait déjà été proposée par Charru et al. (2004). En se basant sur ce résultat, une gamme de contraintes d'initiation du mouvement des grains à la surface a pu être calculée d'après la définition du nombre de Shields donnée par la relation (III.1) :

$$0{,}34Pa\ (avec\ d_{10}) < \tau_c < 0{,}72Pa\ (avec\ d_{85}). \qquad \text{(II.32)}$$

La contrainte moyenne de l'écoulement mesurée à l'interface dans nos essais (configuration S2) est de 0,069 Pa pour un débit imposé de 0,5 ℓ/min (*Cf* Tableau II-4 et §4.7.2). En faisant l'hypothèse d'une proportionnalité simple entre débit imposé et contrainte à l'interface (justifiée par les relations (II.20), (II.24), (II.3)), on peut estimer la contrainte moyenne pour 0,8 ℓ/min :

$$\tau_{0\,(8l/\mathrm{min})} = \tau_{0\,(5l/\mathrm{min})} * 8/5 = 0{,}11Pa \qquad \text{(II.33)}$$

Il y a donc un rapport de l'ordre de 3 à 7 entre la contrainte moyenne mesurée à l'interface dans l'échantillon (II.33) et la contrainte d'initiation de l'érosion de ce sable déduite du nombre de Shields critique proposé (II.32). Cet écart est lié à la variabilité spatiale des contraintes de cisaillement exercées à l'interface, variabilité représentée par sa distribution statistique comme on l'a vu au paragraphe 4.7.3. Il a effectivement été constaté qu'une contrainte 3 fois supérieure à la contrainte moyenne avait une probabilité de 5 % d'exister à l'interface. L'initiation de l'érosion a eu lieu en un seul endroit de l'interface pour le débit de 0,8 ℓ/min. Cet endroit fait donc partie a priori des 5 % de probabilité de la distribution statistique.

Le débit est ensuite maintenu plusieurs heures et l'érosion se poursuit en créant des cavités dans la couche de sable. Quelques billes tombent dans ces cavités, tandis que le sable érodé se dépose en aval au niveau de quelques pores et créé des points hauts de l'interface comme on l'a vu sur la Figure II-33. Cette évolution est schématisée sur la Figure II-34.

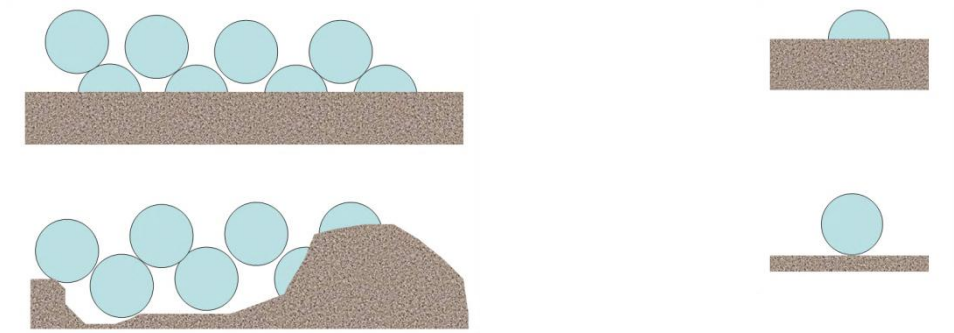


Figure II-34 : Evolution de la géométrie de l'interface.

Une fois ces reliefs créés sur l'interface, nous avons souhaité vérifier que le seuil d'érosion en était modifié. Pour cela, après un arrêt de la pompe, le débit a été augmenté progressivement, de la même manière qu'en début d'expérience. Les premiers mouvements de grains sur l'interface sont alors observés pour 0,5 ℓ/min (2,7 mm/s), contre 0,8 ℓ/min (4 mm/s) précédemment. La modification de la géométrie de l'interface a bien produit une diminution du seuil d'érosion qui peut s'expliquer à partir du schéma de la Figure II-34. En effet, à l'état initial, le niveau de l'interface coïncide avec le centre des billes, ce qui correspond à un minimum de porosité comme déjà évoqué au §4.4. Après érosion, le niveau de l'interface est descendu au bas des billes coïncidant cette fois avec un maximum de porosité. Nous avons vu que le profil de vitesse est bien corrélé à celui de la porosité (*Cf.* §4.3.1) et que les extrema de porosité vont correspondre à des extrema de vitesse. Ainsi, à l'état initial, la vitesse à l'interface est inférieure à la vitesse moyenne, ce qui est notamment confirmé par l'observation de mouvements de grains de sable au sein de la couche de billes avant d'en discerner à l'interface. Après érosion d'une épaisseur de sable correspondant à un rayon de bille, la vitesse à l'interface est alors supérieure à la vitesse moyenne. Cette vitesse à l'interface contrôlant le déclenchement de l'érosion, le seuil d'érosion apparaît logiquement pour une vitesse moyenne plus faible. Cet état n'est que transitoire puisque la progression de l'érosion à la surface du sol fin va rapidement entrainer un effondrement local de la couche de billes conduisant à un nouvel état de l'interface, a priori plus proche de l'état initial.

Sur cet exemple, on comprend bien que le processus d'érosion de contact est contrôlé au cours du temps par un couplage entre l'écoulement et la géométrie de l'interface : lorsque l'érosion progresse, la géométrie et la porosité de l'interface sont modifiées, et cette modification rétroagit sur l'écoulement et donc l'érosion.

Cette boucle de causalité est schématisée sur la Figure II-35. Les mesures de contraintes de cisaillement présentées au §4.7 ont montré que la contrainte à l'interface était inférieure d'un rapport β_i à la contrainte moyenne dans le milieu poreux. Dans l'état initial, avant érosion, où ont été réalisées ces mesures, ce paramètre est de l'ordre de : $\beta_i \approx 0{,}5$. Lorsque l'érosion progresse, la géométrie de l'interface est modifiée par l'entrainement progressif des grains du sol fin. Ce paramètre β_i est donc amené à évoluer, ce qui peut expliquer la diminution observée du seuil d'érosion.

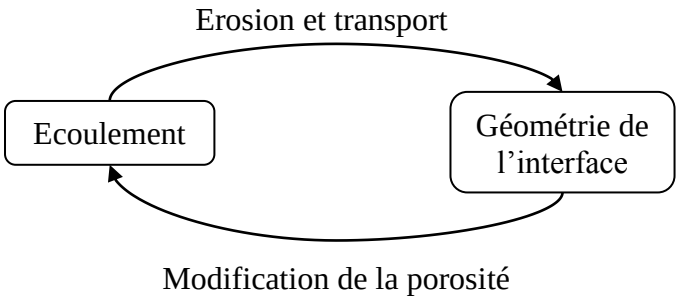


Figure II-35 : Couplage entre écoulement et géométrie de l'interface une fois le processus d'érosion initié.

5.3 Progression de l'érosion

Pour observer à des temps plus longs l'évolution de l'interface avec un processus d'EC intense, l'expérience a été prolongée plusieurs heures avec un débit augmenté jusqu'à 2 ℓ/min (10 mm/s) en vitesse de Darcy. Par extrapolation avec un calcul similaire à celui de l'équation (II.33), la contrainte moyenne à l'interface peut être estimée de l'ordre de 0,28 Pa. La contrainte d'initiation donnée à l'équation (II.32) est, dans ce cas, dépassée en de nombreux points de l'interface. L'érosion devient généralisée à l'ensemble de l'interface mais la majorité du transport des grains de sable reste cependant limité à des cheminements préférentiels représentés sur la Figure II-36. Ces cheminements correspondent à des alignements de pores ou à des points bas de l'interface où la porosité est plus élevée et où l'écoulement accélère.

On observe visuellement que le transport se fait par charriage, comme habituellement en rivière. Un petit nombre de particules sont également détachées de la surface puis projetées à grande distance, de façon similaire à la saltation : elles rebondissent sur les billes présentes sur leur trajectoire, comme un jeu de billard, pour être soit redéposées à la surface, soit entrainées dans les pores supérieurs et transportées à des vitesses beaucoup plus élevées que le charriage.

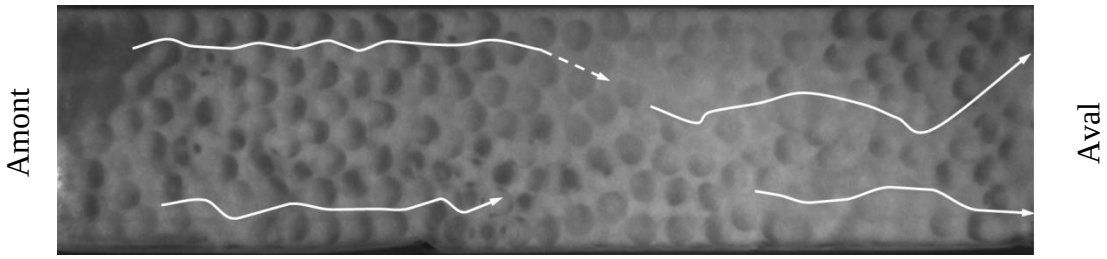


Figure II-36 : Cheminements préférentiels.

Un pore proche de la paroi latérale de la cellule a pu être filmé grâce à la caméra rapide, pour un débit imposé de 1,5 ℓ/min (7,8 mm/s). L'échantillon était éclairé simplement par une lumière blanche classique. Des séries de 500 images de grains de sable en mouvement à la surface ont été enregistrées à 125 Hz. Ensuite, un traitement PIV de ces séries, appliqué cette fois directement sur les grains et non sur des traceurs fluorescents, a permis d'obtenir le champ de vitesse moyen des grains (Figure II-37). Les vitesses des grains mesurées par cette méthode sont comprises entre 0,3 et 1 mm/s, pour une vitesse de Darcy de l'écoulement de 12 mm/s. Pour comparaison, Den Adel et al. (1994) ont proposé une modélisation de l'érosion de contact d'une couche de sable en postulant une vitesse moyenne des particules égale à la moitié de la vitesse de l'écoulement. Cette hypothèse est très éloignée de nos résultats. Nos mesures réalisées, au sein d'un seul pore, ne peuvent toutefois pas être considérées comme représentatives de la vitesse moyenne des particules à l'interface et un plus grand nombre de mesures serait nécessaire pour conclure sur ce point.

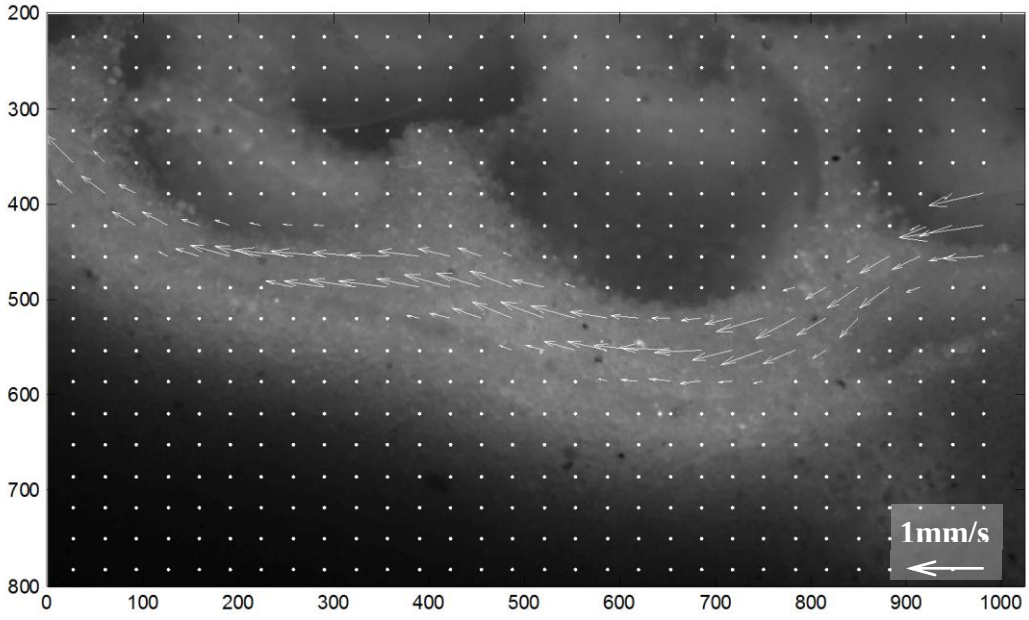


Figure II-37 : Champ de vitesse des grains de sable en mouvement à l'interface obtenu par un calcul PIV

6. Conclusions

Le dispositif expérimental mis en place permet de mesurer de façon satisfaisante le champ de vitesse de l'écoulement au sein même des pores d'une couche de billes, à proximité d'une interface entre deux milieux poreux présentant un contraste de perméabilité modéré, dans le cas de deux couches de billes, et élevé dans la configuration avec du sable. Le dispositif combine l'utilisation d'une technique d'ajustement d'indices optiques dans le milieu poreux avec de la fluorescence induite par laser et du traitement d'image par la méthode PIV. Le champ de vitesse obtenu est cohérent avec les caractéristiques connues d'un écoulement à l'échelle des pores. Des études paramétriques ont d'ailleurs montré la robustesse de nos résultats vis-à-vis des paramètres du traitement PIV.

6.1 Ecoulement à l'interface de deux milieux poreux

Au sein d'un milieu poreux, les profils de vitesses mesurées révèlent une grande variabilité spatiale corrélée à la variabilité de la porosité. Celle-ci, intrinsèque au milieu poreux, est intensifiée par l'agencement en couches ordonnées des billes. Un plus grand nombre de sections mesurées ainsi qu'un milieu nettement polydisperse, seraient nécessaires pour obtenir un profil de vitesse moyen moins fluctuant, et, de ce fait, plus proche d'une vision continue du milieu poreux. En gardant à l'esprit cette constatation, nous avons néanmoins pu tirer des conclusions claires de ces mesures.

Lorsque l'on considère deux milieux poreux en contact la transition des vitesses entre les deux milieux se fait au sein du milieu grossier, au-dessus de la zone de transition granulaire et donc au-dessus de la surface potentiellement érodée du milieu fin. Cette transition s'étend sur une épaisseur d'environ un rayon de particule de la couche grossière, ce qui est nettement supérieur à l'ordre de grandeur $\sqrt{k}$ prédit par la loi de Darcy-Brinkman. Cependant, l'écoulement à l'interface dépend de l'étendue et de la porosité de la zone de transition granulométrique entre les deux couches, qui sont elles-mêmes influencées par la méthode de mise en place ainsi que par le ratio de taille de particules entre couches. Des simulations aux éléments discrets d'empilements de billes ont notamment montré qu'à partir d'un ratio de diamètre de 2,5, la porosité dans la zone de transition est toujours inférieure à la porosité de chaque couche.

6.2 Variabilité des vitesses et des contraintes de cisaillement

Après avoir étudié l'évolution moyenne de la vitesse à l'interface, la variabilité des vitesses à l'échelle des pores a été caractérisée par des distributions statistiques. Ainsi, la composante longitudinale de la vitesse est distribuée selon une loi compatible avec une fonction de répartition exponentielle ou log-normale, ce qui est conforme aux résultats de la littérature. Une telle distribution exponentielle est retrouvée analytiquement par le modèle de tubes capillaire dans le cas d'une distribution gaussienne de tailles de pores. Cette forme de

distribution est peu dépendante du nombre de Reynolds de l'écoulement. Au contraire, la composante transversale de la vitesse est distribuée symétriquement autour de zéro et sa moyenne est négligeable devant celle de la vitesse longitudinale.

Ensuite, en ajustant une loi de Poiseuille sur les mesures de vitesses au sein d'un pore, une méthode fiable de calcul de la contrainte de cisaillement à l'interface a été proposée. On a pu constater que les contraintes de cisaillement ainsi calculées, au sein du milieu poreux et à la surface du sol fin, sont statistiquement distribuées de façon similaire aux vitesses. Les relations analytiques proposées par Reddi et Wörman donnent des estimations de la contrainte de cisaillement au sein du milieu poreux supérieures à nos mesures d'un rapport 2 à 4. Nous proposons donc d'utiliser la relation de Wörman avec un paramètre empirique de correction β_w qui est ici de l'ordre de 0,3. Il serait néanmoins nécessaire de réaliser de nouvelles expérimentations pour confirmer la valeur de ce paramètre.

Enfin, la valeur moyenne de la contrainte mesurée à la surface du sol fin est nettement plus faible que la contrainte moyenne dans le milieu poreux, de façon cohérente avec le fait qu'il y a transition des vitesses au-dessus de la zone de contact. Nous proposons donc un second paramètre empirique, β_i, caractérisant la réduction de contrainte à l'interface. Pour nos essais qui sont au-dessous du seuil d'érosion, ce paramètre est de l'ordre de 0,5. Ce facteur est néanmoins dépendant du rapport de tailles entre les particules des deux couches, du protocole de mise en place, mais aussi de la progression de l'érosion qui modifie progressivement la géométrie de l'interface.

6.3 Evolution temporelle des processus d'EC

Les observations visuelles directes du processus d'EC ont montré que le sable était érodé puis transporté majoritairement par un phénomène de type charriage en rivière. La présence de la couche de billes génère néanmoins des hétérogénéités de l'écoulement qui entrainent une initiation de l'érosion en seulement quelques points particuliers, à une vitesse d'écoulement largement inférieure à celle permettant de générer une érosion sur toute l'interface. Ensuite, la présence des billes à l'interface empêchant la formation d'une nappe de charriage uniforme, le transport se concentre dans des cheminements préférentiels au sein des billes. Ceci génère des zones préférentielles de dépôt et d'érosion qui évoluent au cours du temps si l'érosion est maintenue. On observe d'ailleurs un couplage fort entre l'érosion, qui modifie la géométrie de l'interface, et l'écoulement, très nettement influencé par la porosité locale.

6.4 Limitations

Ces résultats sont néanmoins à nuancer par les limitations du dispositif expérimental. La réalisation d'un milieu iso-indice implique en effet l'utilisation de billes et d'huile pour le milieu poreux :

- Les billes sont sphériques, et donc très éloignées des formes parfois complexes des particules naturelles. Une forme irrégulière des grains et un milieu très polydisperse devraient, a priori, accroître encore la variabilité spatiale des vitesses dans le milieu poreux.

- Conserver avec la caméra des images nettes et suffisamment contrastées empêche d'augmenter encore la fréquence d'acquisition et, donc, la vitesse d'écoulement. Le régime que nous avons investigué ici reste donc limité à des nombres de Reynolds de grain inférieurs à 4. Néanmoins, nous n'avons pas constaté d'influence du nombre de Reynolds, ni sur nos profils de vitesse, ni sur les distributions calculées. Des distributions statistiques de vitesse tout à fait similaires ont d'ailleurs été obtenues par Magnico et al. (2003) jusqu'à des nombres de Reynolds de 200 sans que leurs formes ne soient influencées notablement.

- L'huile minérale utilisée possède une viscosité 18 fois supérieure à celle de l'eau ce qui peut avoir une influence sur les processus d'érosion observés. Néanmoins, la remarque précédente sur le nombre de Reynolds semble lever cette inquiétude. De plus, ces observations sont confirmées par les essais conduits sur des matériaux réels dans le Chapitre III.

6.5 Bilan

Pour caractériser parfaitement l'écoulement fluide dans le contexte de l'EC, il apparaît nécessaire de prendre en compte plusieurs éléments.

D'abord, l'écoulement moyen est influencé par la zone d'interface sur une épaisseur proche de la taille d'un grain du milieu grossier et donc dans la zone où se développe l'EC. De ce fait, la vitesse de Darcy n'est pas véritablement représentative de l'écoulement moyen à l'interface. D'ailleurs, les relations analytiques proposées dans la littérature pour calculer la contrainte de cisaillement moyenne au sein d'un milieu poreux surestiment nettement la contrainte exercée à l'interface que nous avons pu mesurer ici.

Ensuite, au sein des pores, les vitesses et les contraintes varient fortement dans l'espace et sont distribuées statistiquement selon une loi à peu près exponentielle. Des valeurs trois à cinq fois supérieures à la moyenne sont atteintes au sein de certaines hétérogénéités du milieu. C'est dans de telles zones situées au contact de la surface que l'érosion commence, bien avant qu'elle ne se généralise à l'ensemble de l'interface.

Enfin, les processus d'érosion observés sont très similaires à ceux de l'érosion en rivière et il paraît judicieux d'adapter des modèles développés dans ce contexte aux particularités de l'EC. Cependant, lors de la progression de l'EC, un couplage fort apparaît entre l'érosion qui change au fur et à mesure la géométrie de l'interface, et l'écoulement générant l'érosion, qui est modifié par toute évolution de la porosité locale. Ce couplage très complexe semble difficile à prendre en compte dans une modélisation.

CHAPITRE III. ECHELLE DE L'ECHANTILLON

1. Introduction

La réalisation d'un essai de caractérisation à l'échelle d'un échantillon de sol de quelques cm^3 à quelques dm^3 est une méthode classique de la mécanique des sols. L'érosion interne n'échappe pas à la règle et on a pu voir au Chapitre I que de nombreux dispositifs expérimentaux ont été mis place pour caractériser la sensibilité d'un sol à l'érosion de trou, à la suffusion ou encore à l'érosion de surface. Dans le cas de l'EC, les premiers essais répertoriés sont attribués à Istomina (1957) en Russie. Ces essais ont d'abord un intérêt très pragmatique, pour repérer les interfaces granulaires à risque au sein d'un ouvrage existant (ou en projet) et pour tester leurs comportements lorsqu'elles sont soumises à un chargement hydraulique et mécanique. L'essai doit permettre d'identifier les conditions générant une érosion. Ces interfaces sont reconstituées au laboratoire grâce à des échantillons de sol intacts, s'ils sont issus de carottage par exemple, ou remaniés et reconstitués s'ils proviennent de stocks à caractériser avant utilisation. La représentativité de l'essai dépend alors de la représentativité de l'échantillon par rapport à la variabilité du volume de sol à tester, mais aussi de celle de l'état de l'échantillon testé (densité, teneur en eau, structure…) par rapport à celui du sol en place.

Ces essais apportent un résultat à l'échelle d'un échantillon, échelle normalement supérieure de plusieurs ordres de grandeur à l'échelle des grains. Le résultat obtenu moyenne donc la variabilité naturelle du sol liée aux différentes tailles, formes, rugosités et même à la minéralogie et la chimie des particules qui le constituent. Dans le cas de l'EC, l'échelle de l'échantillon doit permettre de moyenner les caractéristiques du sol fin mais aussi les hétérogénéités spatiales de tailles et de formes de pores du sol grossier, qui engendrent une variabilité de l'écoulement érosif. L'échantillon est de taille supérieure à un Elément de Volume Représentatif (EVR) du sol fin, notion classique de l'étude des milieux poreux (Daian, 2010). L'intérêt de cette échelle est aussi d'être suffisamment petite pour pouvoir multiplier le nombre d'essais et les réaliser en laboratoire en conditions bien contrôlées.

Des essais d'EC à l'échelle de l'échantillon ont ainsi été réalisés par différents auteurs pour établir des lois d'érosion reliant un chargement hydraulique global imposé à un échantillon à une intensité d'érosion au sein de celui-ci. Des études paramétriques permettent ensuite de relier la sensibilité à l'EC d'un sol à des paramètres géotechniques classiques (granulométrie, cohésion…) plus facilement mesurables et estimables. Ces résultats ont un intérêt pour la compréhension des phénomènes en jeu mais aussi pour l'estimation du risque lié à l'EC par un maître d'ouvrage par exemple.

Les résultats obtenus dans la littérature avec cette démarche seront détaillés dans la première partie du chapitre. Le dispositif expérimental utilisé durant cette thèse sera présenté dans l'enchaînement, ainsi que l'interprétation des différentes mesures réalisées. Les observations et résultats obtenus seront ensuite décrits, d'abord dans la configuration du sol grossier sur le sol fin, configuration la plus étudiée, puis dans la configuration inverse. Les observations réalisées sur des sols prélevés in-situ seront comparées à celles effectuées sur des matériaux modèles évoqués au Chapitre II. Puis, les résultats de quantification de l'érosion en fonction du chargement hydraulique seront précisés et comparés à ceux de la littérature. Enfin un modèle d'interprétation de l'essai sera proposé, basé sur les caractéristiques de l'écoulement à l'interface entre deux milieux poreux identifiées au Chapitre II.

2. Etat de l'art des études expérimentales concernant l'EC à l'échelle de l'échantillon

2.1 Protocoles et dispositifs expérimentaux

Dans la littérature, les essais d'EC évoqués ont été réalisés avec des dispositifs expérimentaux globalement similaires. La configuration d'un sol fin sous un sol grossier a été la plus testée, très certainement pour sa moindre difficulté de mise en œuvre. Le principe commun à ces essais est de mettre en place, au sein d'une cellule, une couche de sol fin plus ou moins compactée, au contact d'une couche de sol grossier. Une surcharge est éventuellement appliquée à l'échantillon. Un écoulement est ensuite généré parallèlement à l'interface, généralement grâce à l'application d'une différence de charge hydraulique entre les extrémités de l'échantillon (Figure III-1).

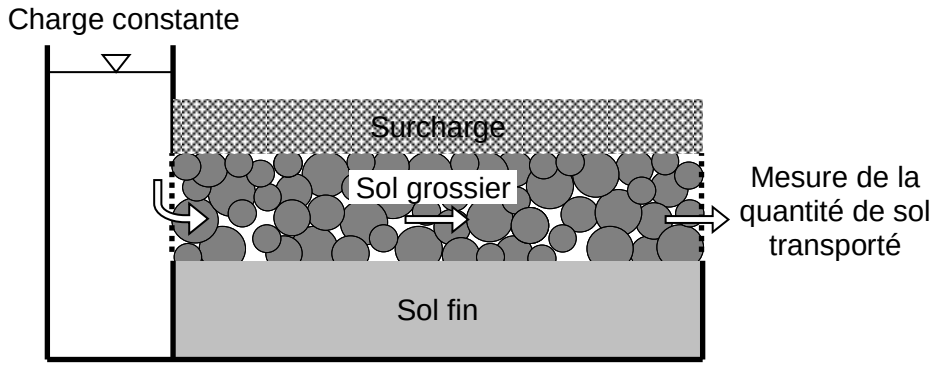


Figure III-1 : Principe des essais d'EC à l'échelle de l'échantillon

La quantité de sol transportée par l'écoulement est ensuite évaluée à la sortie du dispositif. Ce point est important : c'est bien la quantité de sol transportée en sortie qui est mesurée, quantité intégrant tous les phénomènes d'érosion, de dépôt et de colmatage pouvant avoir eu lieu dans l'échantillon. On caractérise ici le comportement global de l'échantillon soumis à un chargement hydraulique.

La charge hydraulique appliquée est maintenue constante pendant une durée variable selon les auteurs, allant de quelques minutes à 24h. Durant chaque palier, chaque auteur estime en fonction de sa méthode de mesure du sol transporté si un seuil d'initiation a été dépassé. Cela peut se limiter à la simple observation visuelle d'une présence de particules en sortie (Brauns, 1985), ou être défini par la mesure d'une valeur arbitraire de transport (Bezuijen, et al., 1987), ou encore à l'existence d'une turbidité non nulle après 30min (Guidoux, et al., 2010). On constate que la notion de seuil d'apparition de l'érosion est relativement ambiguë. Certains auteurs considèrent même qu'il n'y a pas de seuil d'érosion

mais un transport non nul dès qu'un écoulement est généré (Wörman, et al., 1992). Ces différences d'interprétation feront l'objet de discussions dans la suite de ce chapitre.

Au final, ces essais permettent de déterminer si le couple sol grossier/sol fin testé est sensible ou non à l'EC, le cas échéant, d'évaluer à partir de quel chargement hydraulique l'érosion débute (résultat fonction du critère arbitraire choisi par l'auteur). Certains auteurs complètent ce résultat par une valeur d'intensité d'érosion associée à chaque chargement hydraulique, pour établir des lois quantitatives d'érosion.

2.2 Conditions géométriques d'apparition de l'EC

Le premier résultat obtenu est l'apparition, ou non, d'érosion au maximum des capacités de charge hydraulique du dispositif. Si aucune érosion n'est générée, on peut supposer que les conditions géométriques permettant l'EC ne sont pas remplies. C'est-à-dire que les constrictions du sol grossier, par lesquelles doivent transiter les particules de sol fin, sont trop petites pour permettre l'érosion et le transport. Il est à noter que cette impossibilité d'érosion n'est valide que jusqu'à la charge hydraulique maximale testée. Les conditions de blocage géométrique obtenues sont résumées dans le Tableau III-1. A partir d'un contraste granulométrique exprimé par le terme D_{15}/d_{85}, compris entre 4 et 9, une EC est géométriquement possible et apparaîtra si le chargement hydraulique est suffisant. Ces valeurs sont cohérentes avec les critères établis pour des problèmes de filtration (Sherard, et al., 1984 ; Reboul, et al., 2010, Li, et al., 2008). Cette limite est d'autre part cohérente avec le rapport géométrique théorique limite permettant le passage d'une particule dans le cas d'un empilement tétraédrique dense de sphères monodisperses : $D/d \approx \sqrt{3}/(2-\sqrt{3}) \approx 6{,}5$.

	Rapport granulométrique D_{15}/d_{85} →				
Brauns (1985) pour un sol avec n_D=0,4	Condition géométrique	7,5	Condition géométrique ET hydraulique	25	Condition hydraulique
Wörman (1992) pour un sol avec D_{15}=0,88D_H				14,6	
Den Adel (1994) pour un sol avec d_{85}=d_{50}/0,9		8,1		11,7	
Sherard (1984)		4 ou 9			

Tableau III-1 : Conditions géométriques et hydrauliques d'existence de l'EC

Ensuite, pour D_{15}/d_{85}< 11,7 (14,6 ou 25 selon les auteurs), soit légèrement au-delà des conditions géométriques permettant l'érosion, une zone de transition a été identifiée : la taille des constrictions du sol grossier est alors juste suffisante pour permettre le passage des particules du sol fin, mais plusieurs mécanismes en lien avec ces constrictions influencent le processus comme le piégeage de certaines particules par frottement ou les chocs sur les grains grossiers. Cette limite est cohérente avec le seuil de percolation libre identifié en

sédimentologie pour D_{15}/d_{85} compris entre 11 et 16 (Gibson, et al., 2009). La percolation libre est caractérisée par une sédimentation de particules fines dans un sol grossier, sans que celles-ci ne soient influencées par le sol grossier. Dans cette zone de transition, le seuil d'apparition de l'érosion est influencé à la fois par les conditions géométriques et par les conditions hydrauliques, ce qui rend son estimation complexe. Les lois proposées dans la littérature ne s'appliquent généralement pas à ce domaine.

A partir d'un contraste granulométrique suffisamment grand, les particules du sol fin ne ressentent plus l'influence géométrique des grains du sol grossier et les conditions d'apparition de l'érosion dépendent uniquement de l'hydraulique. Dans ce domaine, différents auteurs (Istomina, 1957; Brauns, 1985) observent que le gradient hydraulique, dit « critique », d'apparition de l'EC dépend à la fois du sol fin et du sol grossier. Au contraire, ils constatent que la vitesse moyenne de l'écoulement dans le sol grossier, correspondant à l'apparition de l'EC est, en première approximation, indépendante de la granulométrie du sol grossier.

La vitesse « critique » a donc naturellement été choisie par la plupart des auteurs pour définir le seuil hydraulique d'apparition de l'EC. Cette vitesse est valide, quel que soit le sol grossier associé au sol fin, à partir du moment où le couple sol fin/sol grossier est dans le domaine des « Conditions hydrauliques » du Tableau III-1.

2.3 Seuil d'érosion en fonction du chargement hydraulique

Le deuxième résultat issu des essais d'EC est donc la valeur de cette vitesse critique d'initiation de l'érosion que les différents auteurs ont cherché à exprimer en fonction des caractéristiques du sol fin.

Sur la base de ses résultats expérimentaux, Istomina a d'abord proposé un abaque reliant simplement la vitesse critique au d_{50} du sol fin testé. D'autres auteurs ont ensuite constaté que les mécanismes en jeu lors d'une EC semblaient similaires aux mécanismes d'érosion et de transport solide en rivière (Bezuijen, et al., 1987; Den Adel, et al., 1994). Ce constat rejoint nos observations à l'échelle du pore présentées au Chapitre II. Des modèles ont donc été proposés pour prédire cette vitesse critique en s'inspirant fortement des modèles existants pour l'érosion en rivière.

2.3.1 Erosion et transport solide à surface libre

La détermination du seuil d'initiation du mouvement des particules au fond d'une rivière est une question ancienne, aux enjeux importants puisqu'il s'agit in fine de comprendre le fonctionnement et l'évolution des rivières et du littoral. Un des travaux fondateurs sur ce domaine est celui réalisé par Shields en 1936 qui a proposé pour les sédiments non cohésifs un seuil d'érosion en fonction du régime hydrodynamique. Depuis, un grand nombre d'auteurs se sont intéressés à cette question et ont proposé des modèles pour

identifier ce seuil d'initiation mais aussi pour quantifier le transport solide (Merritt, et al., 2003).

Le point de départ de ces modèles est généralement l'équilibre d'un grain posé au fond de la rivière et soumis à des forces stabilisatrices (son poids, les forces de contact et d'interactions avec les grains voisins) et à des forces déstabilisatrices (la poussée d'Archimède et la force exercée par l'écoulement). En faisant le bilan de ces forces, soit par rapport à un roulement du grain autour d'un point de contact, soit par rapport à un glissement, on peut mettre en évidence un nombre sans dimension, traduisant l'importance relative de ces deux contributions : le nombre de Shields Θ. Ce nombre donné par l'équation (III.1) s'exprime en fonction de la contrainte de cisaillement appliquée par l'écoulement au fond de la rivière τ_o (Pa/m²), le diamètre du grain d (m) et la différence de densité entre le grain et le fluide $\rho_s - \rho_w$ (kg/m^3).

$$\Theta = \frac{\tau_0}{(\rho_s - \rho_w) g d} \qquad \text{(III.1)}$$

De nombreuses expérimentations ont permis de relier des valeurs du nombre de Shields critique, c'est-à-dire au moment de l'initiation du mouvement, en fonction du nombre de Reynolds particulaire défini par $Re^* = U^*.d/v$, avec v la viscosité cinématique du fluide en (m/s²) et U^*(m/s) la vitesse de frottement définie par $U^* = \sqrt{\tau_0/\rho_w}$ (Figure III-2). On observe une large dispersion de ces données expérimentales qui s'explique par des différences entre (Buffington, et al., 1997) :

- les méthodes de détection de l'initiation du mouvement utilisées (visuelle, basée sur la mesure du transport solide, liée à l'entrainement d'une taille de grains, analytique…)
- les méthodes de calcul de la contrainte de cisaillement réellement exercée sur le sol et la prise en compte, ou non, des biais liés aux parois et à la rugosité de forme du lit,
- la forme des grains,
- les régimes d'écoulement testés (laminaire, transitionnel ou turbulent).

Par la suite, nous utiliserons l'expression explicite proposée par Cao et al. (2006) d'un ajustement de la courbe présentée par Yalin et al. (2001) pour estimer une valeur du nombre de Shields critique (*Cf.* Annexe 2 pour l'expression complète). On peut ensuite réaliser un encadrement grossier des valeurs expérimentales en ajoutant et en retranchant 50% à la valeur de Θ_c calculée d'après la courbe proposée par (Yalin et al., 2001) (Figure III-2).

L'adaptation directe de ce genre de critère au cas de l'EC n'est pas possible car l'écoulement à l'origine de l'érosion, décrit au Chapitre II, est très sensiblement différent de celui pouvant exister au fond d'une rivière. Notamment, l'écoulement au sein d'un milieu poreux possède une grande variabilité spatiale de ses caractéristiques. Le calcul d'un τ_o équivalent caractérisant le chargement hydraulique dans le cas de l'EC est donc loin d'être trivial.

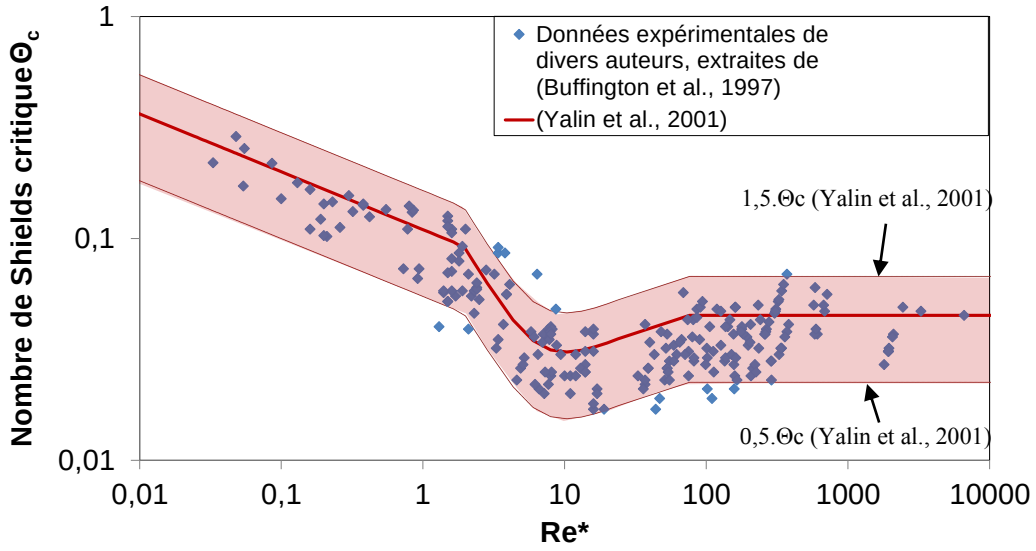


Figure III-2 : Nombre de Shields critique Θ_c en fonction du nombre de Reynolds particulaire Re*.

2.3.2 Adaptation à l'EC

Dans le cas de l'EC, Brauns a constaté que la vitesse critique d'initiation correspondait à un nombre de Froude densimétrique pratiquement constant, compris entre 0,65 et 0,7 :

$$Fr^*_{crit} = \frac{U/n_D}{\sqrt{\left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}\right) g d_{50}}} = 0{,}65 \text{ à } 0{,}7 \qquad \text{(III.2)}$$

Cette relation permet d'en déduire une expression de la vitesse critique de la forme :

$$U_{crit} = Fr^*_{crit}.n_D.\sqrt{\left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}\right) g d_{50}} \qquad \text{(III.3)}$$

avec $r^*_{crit} = 0{,}65\ ou\ 0{,}7$. Même si ce n'est pas dit explicitement par l'auteur, on peut constater que $(Fr^*_{crit})^2$ est directement proportionnel à Θ pour un écoulement turbulent où $\tau_0 \propto U^2$.

Aux Pays-Bas, l'EC a été abordée par de nombreux auteurs sur le cas particulier de l'EC, dans une géométrie de talus. C'est en effet la configuration de nombreuses digues hollandaises de bord de mer, construites en sable et protégées par un revêtement granulaire (Bezuijen, et al., 1987). Après avoir constaté que les processus en jeu sont similaires à ceux existant en rivière, ils font l'hypothèse que la contrainte de cisaillement critique pour le sol fin est égale à celle proposée par Shields. Pour calculer la contrainte de cisaillement au sein de la couche de grains grossiers en fonction des grandeurs moyennes mesurables de l'écoulement, ils utilisent, toujours par analogie au cas de l'écoulement à surface libre, la vitesse de frottement U^* qu'ils supposent proportionnelle à la vitesse de pore U_p ($U_p = U/n_D$).

L'hypothèse de proportionnalité introduit un coefficient empirique e, $U^* = e.U_p$, et, ici encore, postule implicitement un régime turbulent dans les pores. Les grandeurs moyennes de l'écoulement sont utilisées sans prendre en compte réellement les caractéristiques d'un écoulement en milieu poreux décrits au Chapitre II. Ce raisonnement permet de relier le nombre de Froude critique obtenu par Brauns au seuil de Shields : $Fr^*_{crit} = \Theta_c/e$. Sur la base de résultats expérimentaux, les relations suivantes sont obtenues pour le coefficient e, avec $Re_D = (UD_{15})/\nu$:

- si d_{50} est compris entre 0,1 et 0,2 mm, $e = 0{,}75Re_D^{-0{,}2}$
- si d_{50} est compris entre 0,7 et 1 mm , $e = 0{,}22$.

Une légère dépendance vis-à-vis de la granulométrie du sol grossier est introduite par l'intermédiaire du nombre de Reynolds Re_D, dans le cas $0{,}1<d_{50}<0{,}2$ mm mais pas dans le cas $0{,}7<d_{50}<1$ mm. En complétant la base de données avec les résultats expérimentaux de Brauns (1985), Bezuijen et al. (1987) proposent d'interpoler linéairement les valeurs de e pour le domaine $0{,}2<d_{50}<0{,}7$mm. D'autre part, une relation modifiée est proposée pour tenir compte à la fois de l'inclinaison éventuelle de l'interface et de la possibilité d'avoir un gradient perpendiculaire à l'interface. Enfin, des essais ont été conduits avec des écoulements ayant une composante stationnaire et une composante cyclique pour simuler le déferlement des vagues sans toutefois observer de différence significative pour la vitesse critique d'érosion. En conclusion de cette campagne expérimentale, un abaque de synthèse a été élaboré pour prédire l'apparition d'EC en fonction de tous les paramètres investigués (Figure III-3).

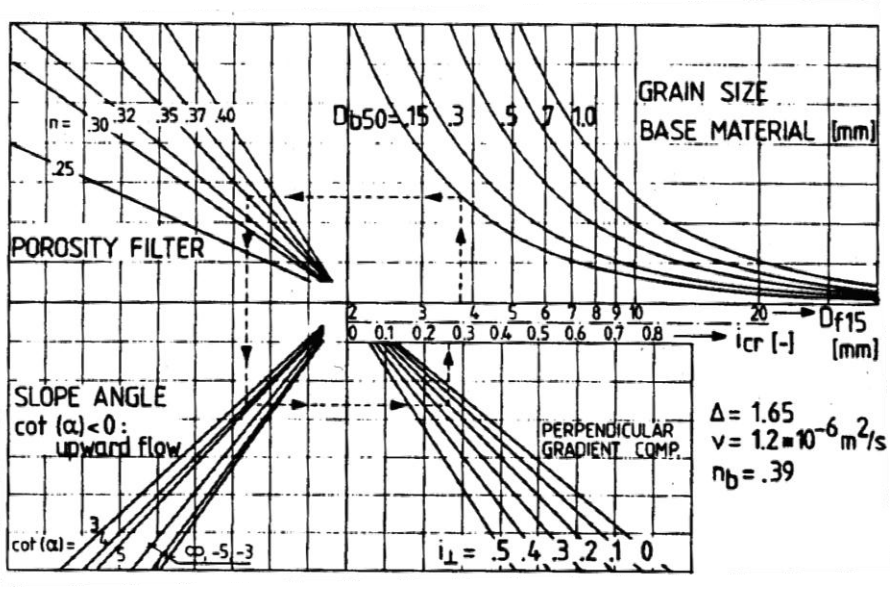


Figure III-3 : Abaque de synthèse des essais d'EC réalisés aux Pays-Bas extrait de (Bezuijen, et al., 1987)

Ce travail a été repris plus récemment, par Hoffmans et al. (2008) dans un contexte différent, celui de l'affouillement en rivière. Pour protéger de l'érosion le fond d'un cours d'eau, il est fréquent de mettre en place une couche de matériau granulaire plus grossier sur le

sol fin en place. Les importantes vitesses et les turbulences de l'écoulement à surface libre sont alors atténuées par ce filtre granulaire. Cette sollicitation hydraulique, même atténuée, peut être à l'origine d'une EC à l'interface sol fin-filtre granulaire. Pour caractériser l'apparition de l'EC dans ce contexte, Hoffmans a repris les résultats de Bezuijen et al. (1987) et a cherché à améliorer la relation (III.3), en poussant plus loin l'analogie avec les écoulements à surface libre et en exprimant le paramètre empirique *e* en fonction de l'équation de Chézy. Celle-ci exprime la vitesse de frottement en fonction de la vitesse moyenne d'écoulement par le biais d'un paramètre de frottement C_f : $U = C_f/\sqrt{g}\,U^*$. Il utilise une relation empirique pour le coefficient de frottement : $C_f = \alpha_{15}\sqrt{g}(D_{15}/d_{50})^{1/6}$ avec α_{15} un coefficient sans dimension, évalué à 1.28 d'après les résultats expérimentaux précédents. La dépendance de C_f vis-à-vis des granulométries du sol fin et du sol grossier, introduite par le terme $(D_{15}/d_{50})^{1/6}$, est différente de celle introduite par le coefficient empirique *e* proposé par Bezuijen. De plus, il propose de prendre en compte la turbulence de l'écoulement à surface libre avec des modifications qui restent toutefois propres au contexte de l'affouillement en rivière.

2.3.3 Influence du caractère cohésif

Les sols cohérents n'ont quasiment pas été considérés dans la littérature. On peut uniquement citer les travaux d'Istomina (1957) qui suggèrent un gradient critique compris entre 0,6 et 0,8 pour ces sols, avec un degré de saturation supérieur à 95 %, dans le cas où le diamètre minimum des pores du sol grossier est inférieur à 3 mm. Les travaux de Pravedny, cités par Istomina (1957) proposent un abaque pour ce gradient critique.

Les sols cohérents se caractérisent par l'existence de forces d'adhésion qui apparaissent typiquement entre les particules inférieures à 40 µm. Un faible pourcentage de ces particules fines dans un sol pulvérulent peut créer des liaisons entre les particules plus grossières et donner un caractère cohésif global au sol. Ces sols étant érodés plutôt par détachement d'agrégats, jusqu'à quelques millimètres de diamètres, le critère de Shields donné par l'équation (III.1) (équilibre pour une particule entre force gravitaire et force hydrodynamique) n'est donc plus adéquat. Lorsque la cohésion devient dominante, une première approche consiste à utiliser les caractéristiques géotechniques du sol, comme la cohésion non drainée et l'angle de frottement interne, déterminés par des essais normalisés de mécanique des sols. Le scissomètre permet, par exemple, de mesurer la résistance au cisaillement d'un sol en mesurant le couple nécessaire à la mise en rotation d'un cylindre de sol en surface. Intuitivement, cet essai paraît intéressant pour caractériser la résistance à l'érosion d'un sol cohésif car celui-ci est sollicité à la surface en cisaillement, de manière similaire au processus d'érosion. Néanmoins les résistances constatées sont de l'ordre du kiloPascal alors que la contrainte critique d'initiation de l'érosion est seulement de l'ordre du Pascal. Une explication possible de cette différence vient du fait que, dans le cas de l'érosion,

c'est la résistance inter-agrégats ou inter-particules qui est concernée alors que, pour le scissomètre, c'est une résistance mécanique d'ensemble du sol. Les tentatives de mise en corrélation de la contrainte de cisaillement critique avec la résistance au cisaillement du sol donnent donc des résultats généralement dispersés, même si certains travaux ont montré qu'en classant les sols par rugosité une corrélation linéaire (d'un facteur de l'ordre de 10^4 !) était envisageable (Léonard, et al., 2004). Néanmoins, à l'heure actuelle, la méthode la plus robuste pour déterminer la sensibilité à l'érosion d'un sol cohésif reste la réalisation directe d'un essai.

2.3.4 Synthèse des seuils d'initiation de l'EC

Les différents travaux exposés s'attachent à prédire un seuil d'initiation de l'EC sur la base de résultats expérimentaux pour des sols granulaires non cohésifs. Dans le domaine d'influence hydraulique (pour D_{15}/d_{85} supérieur à environ 20), différentes lois sont proposées, principalement issues du critère de Shields appliqué au sol fin. Un consensus semble exister sur le choix de la vitesse moyenne d'écoulement U comme paramètre macroscopique d'identification du seuil le mieux adapté. Ces lois diffèrent dans la manière de relier cette vitesse moyenne à la contrainte de cisaillement critique déduite du critère de Shields. Elles proposent toutes une dépendance semblable de la vitesse critique U_{crit} à la taille des particules (*Cf.* relation (III.3)) mais des dépendances différentes de U_{crit} à la granulométrie du sol grossier, paramètre présentant une moindre influence. La contrainte effective verticale existant à l'interface n'est évoquée par aucun auteur comme ayant une influence sur l'EC. Les Figure III-4 et Figure III-5 synthétisent l'ensemble des résultats expérimentaux et des lois proposées. Malgré les différences existant entre auteurs sur les protocoles expérimentaux et sur la méthode de détection de l'initiation de l'érosion, on observe une assez bonne homogénéité des résultats. L'ensemble de ces seuils hydrauliques d'érosion se situe entre 1 cm/s et 10 cm/s pour les sols fins vérifiant d_{50}<1 mm, ce qui représente la majorité des cas rencontrés. Cet étalement du seuil d'érosion sur une seule décade est finalement assez faible pour un ingénieur par rapport à l'incertitude sur l'évaluation de la perméabilité in situ par exemple. De même, les lois de seuil proposées donnent des vitesses critiques assez proches et une dépendance cohérente avec d_{50} pour les particules supérieures à 200 µm.

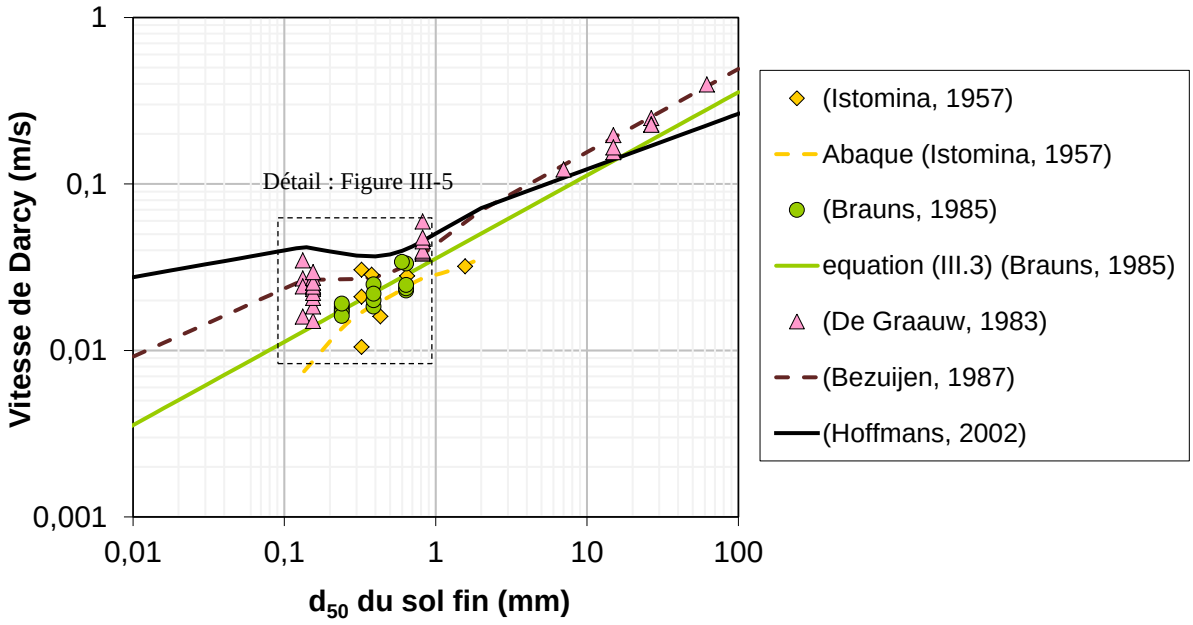


Figure III-4 : Synthèse en échelle logarithmique des vitesses d'initiation de l'EC pour des sols granulaires non cohésifs. Lois proposées par Bezuijen et Hoffmans tracées pour D_{15} = 20 mm et α_{15} = 1,28

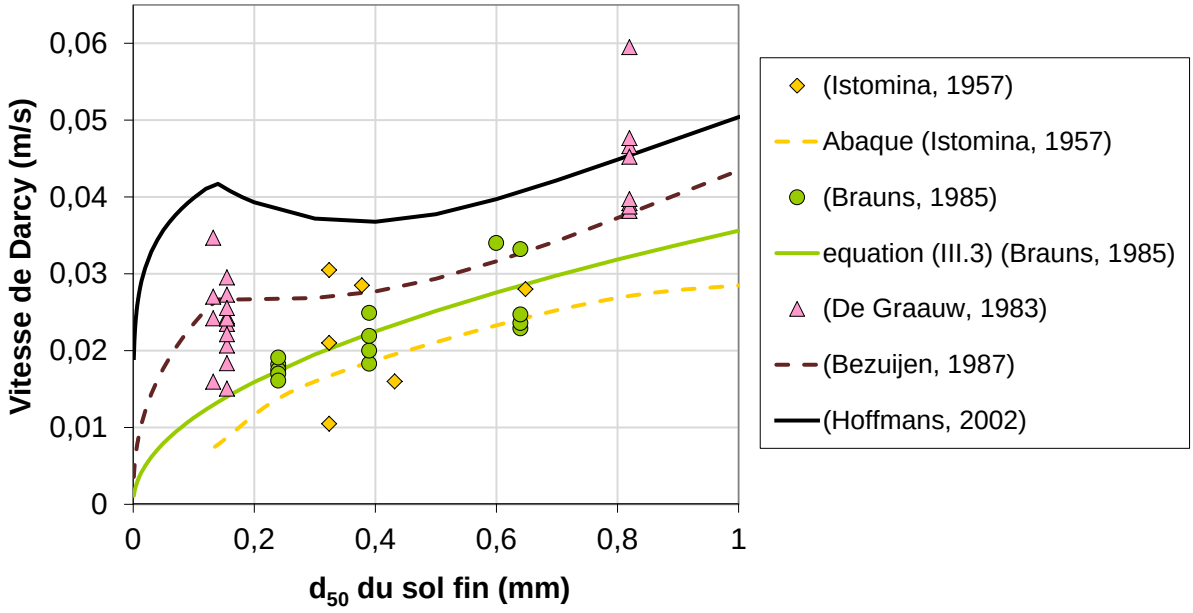


Figure III-5 : Synthèse en échelle linéaire des vitesses d'initiation de l'érosion contact pour des sols granulaires non cohésifs obtenues dans la littérature sur l'intervalle d_{50} < 1 mm. Lois proposées par Bezuijen et Hoffmans tracées pour D_{15} = 20 mm et α_{15} = 1,28.

Ces résultats ont aussi été représentés en fonction du D_{15} du sol grossier, paramètre identifié précédemment comme moins influent (Figure III-6 et Figure III-7). Les données d'Istomina n'ont pas été représentées ici car nous n'avons pas d'informations sur le D_{15} des sols utilisés. Il semble exister une légère augmentation de la vitesse critique lorsque le D_{15} augmente, mais cette dépendance, qui rejoint la tendance de la loi proposée par Hoffmans, n'est que peu marquée. En se basant sur ces résultats, il paraît fondé de considérer au premier ordre la vitesse critique comme indépendante du sol grossier utilisé.

Les limites des différents régimes d'écoulements, décrits au Chapitre II ont été représentées sur les Figure III-6 et Figure III-7. On constate que l'initiation de l'EC se fait pour la majorité de ces essais dans le régime de Forchheimer, régime où les pertes inertielles ne sont plus négligeables devant la dissipation visqueuse et où la loi de Darcy ne s'applique pas (voir Chapitre II). D'autre part, cette initiation ne semble ni corrélée à l'apparition des premières turbulences au sein de l'écoulement (Re_D~130), ni à la mise en place d'un régime pleinement turbulent (Re_D~500).

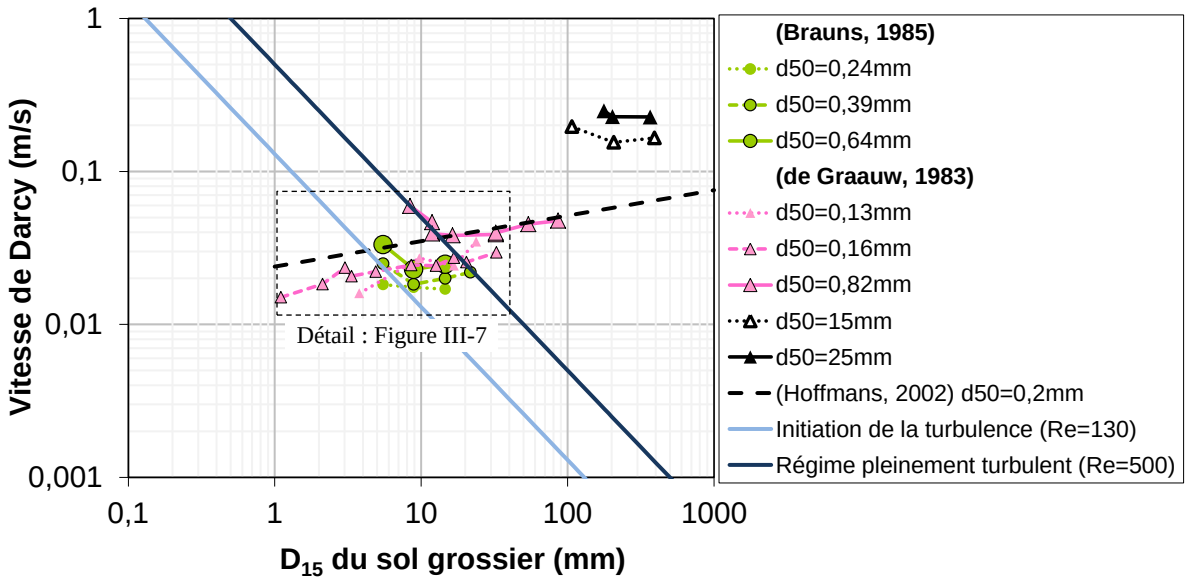


Figure III-6 : Synthèse en échelle logarithmique des vitesses d'initiation de l'érosion obtenues dans la littérature pour des sols granulaires non cohésifs en fonction du D_{15} du sol grossier testé.

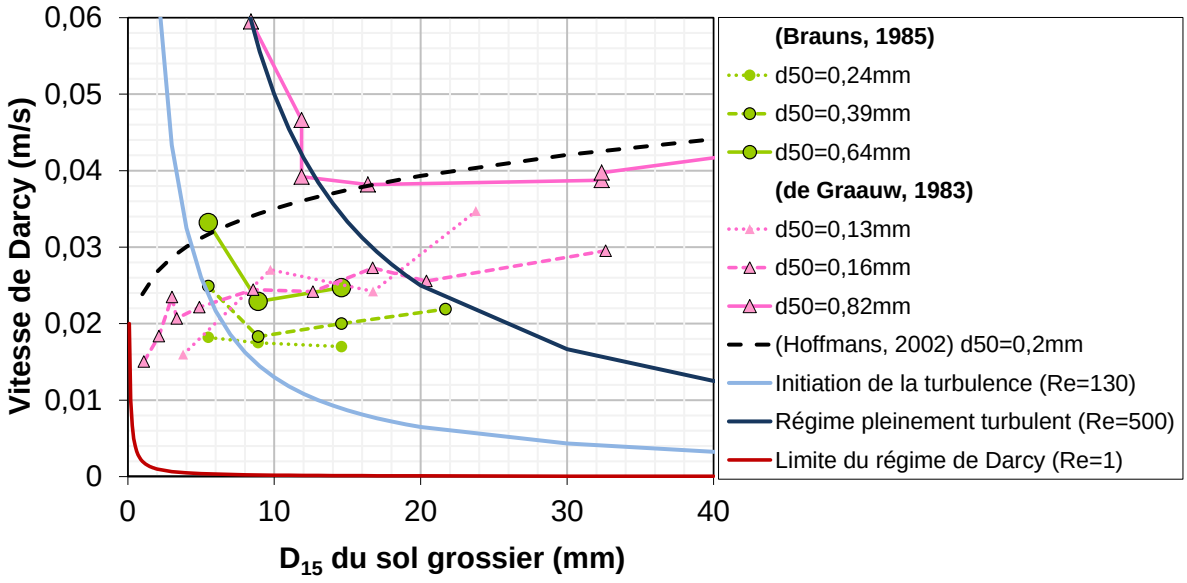


Figure III-7 : Synthèse en échelle linéaire des vitesses d'initiation de l'érosion obtenues dans la littérature pour des sols granulaires non cohésifs en fonction du D_{15} du sol grossier testé sur l'intervalle D_{15} < 40mm

2.4 Cinétique de l'EC : Intensité de l'érosion en fonction de la sollicitation hydraulique

Une fois le seuil d'initiation de l'EC dépassé, il faut quantifier l'intensité de l'érosion pour connaître la cinétique du processus et l'échelle de temps pour savoir, par exemple, quand une quantité critique de sol fin aura été entraînée. Cette cinétique fait intervenir le détachement des particules de sol fin, de manière comparable au processus d'initiation de l'érosion, mais aussi le transport de ces particules. En effet, les particules érodées peuvent se redéposer à la surface du sol fin ou être piégées dans une construction du sol grossier et ainsi influencer à la fois l'écoulement et l'érosion à l'aval. Les sols utilisés lors d'essais d'EC dans la littérature sont majoritairement sableux. On a pu observer que ces sols sont transportés par charriage à travers le sol grossier de façon similaire au transport en rivière. Le charriage se caractérise par le roulement et le glissement des particules transportées à la surface du sol érodé, sous la forme d'une nappe de charriage. Après une certaine longueur de sol érodé, appelée longueur de saturation, la nappe atteint une épaisseur maximum (Claudin, et al., 2006). Dans le cas de l'EC, cet effet de saturation a été observé grossier par de Graauw, cité par Den Adel et al. (1994), après une longueur de l'ordre de 10 fois la taille des grains du sol Une fois cette longueur dépassée, la quantité de sol transportée est indépendante de la longueur érodée. Elle s'exprime donc en kilogrammes par mètre de largeur d'interface.

Wörman et al. (1992) ont étudié l'EC dans le contexte de la modélisation d'une surverse d'un barrage possédant un filtre granulaire de protection superficielle de l'ouvrage. Dans cette situation, une EC est susceptible de se développer à l'interface entre ce filtre granulaire et le noyau. Il propose une loi de transport semi-empirique basée sur le critère de Shields, en estimant la contrainte de cisaillement en fonction du gradient et d'un paramètre $\alpha_{forme} = 8$ (voir Chapitre II). Cette modélisation du transport proposée par Wörman est basée sur l'établissement empirique d'une loi de puissance reliant le transport adimensionné au nombre de Reynolds et au nombre de Shields :

$$a(G^*/n_D)^b = (Re_d)^c \left(\frac{e_{vide}}{8} \frac{\rho_w}{\rho_s - \rho_w} i \frac{D_H}{d_{85}} \right) \quad \text{(III.4)}$$

Avec $G^* = G/(Ud_{85})$ le volume de particules transportées par unité de largeur G (m²/s) adimensionné, $Re_d = Ud_{85}/\nu$ le nombre de Reynolds, e_{vide} l'indice des vides, a, b et c des paramètres empiriques ajustés sur ses résultats expérimentaux. Contrairement aux travaux précédents, cette loi de transport n'a pas de seuil et un transport non nul, même s'il reste très faible, est donc prédit pour toute vitesse d'écoulement non nulle. Les évolutions éventuelles du processus d'érosion avec le temps ne sont néanmoins pas prises en compte.

Scheuermann et al. (2002) proposent un modèle différent, adapté du modèle de transport diphasique élaboré par Vardoulakis dans le contexte de l'extraction de sable et d'hydrocarbure (Vardoulakis, 1996 ; 2001). C'est un modèle phénoménologique considérant

des particules au repos et des particules fluidisées. Dans ce modèle, le terme ϵ caractérisant le détachement des particules est modélisé par la loi constitutive :

$$\epsilon = \rho_s \lambda (1 - n_d) n_D \beta c_{par} U \quad \text{(III.5)}$$

Avec c_{par} la concentration en particules transportées et β un coefficient non explicité. L'érosion est alors gouvernée par la quantité de particules fluidisées transportées, $c_{par}U$, et par le paramètre λ, caractérisant la sensibilité à l'érosion du sol fin. D'après Scheuermann et al. (2002), ce paramètre est à rapprocher d'une fréquence spatiale de points de départ d'érosion. L'écoulement hydraulique est modélisé par un écoulement de Navier-Stokes entre les grains de la couche grossière, par une loi de Darcy-Brinkman dans la couche superficielle du sol fin et par une loi de Darcy au sein du sol fin. Cette modélisation permet d'obtenir des profils de densité de particules fluidisées, de porosité et de quantité de sol transporté en fonction du temps. Elle permet ainsi d'analyser l'évolution temporelle du processus d'érosion.

Toujours dans le but de modéliser le phénomène de transport des particules par charriage, Den Adel et al. (1994) proposent une approche statistique de l'érosion. Le transfert de l'état de repos des particules à un état en mouvement est défini par une probabilité de détachement et l'arrêt des particules est donné par une probabilité de blocage. La probabilité qu'une particule soit déstabilisée pour une vitesse d'écoulement donnée ainsi que la probabilité d'avoir une certaine vitesse, sont considérées comme distribuées selon une loi log-normale. La combinaison de ces distributions permet d'obtenir la probabilité conditionnelle de détachement utilisée dans le modèle. La cinétique du détachement de ces particules est obtenue en définissant une échelle de temps caractéristique du milieu $t_{carac} = (D_{15} n_D)/U$. L'effet de saturation dû au transport par charriage est pris en compte par un terme correctif proportionnel à la quantité de particules transportées. Ce modèle est ensuite calé par rapport aux résultats expérimentaux de Van Der Meulen repris dans l'article de Den Adel et al. (1994) (Figure III-8). Quand l'érosion ne dépend que des conditions hydrauliques, ce modèle donne une prédiction cohérente avec les résultats expérimentaux. Néanmoins, lorsque $D_{15}/d_{50} > 200$, on observe la formation de rides qui modifient les processus et rendent le modèle non utilisable. Cette modélisation, néanmoins intéressante, qui se base sur une approche statistique pour modéliser le détachement des particules semble particulièrement adaptée au cas de l'EC (voir Chapitres II et IV) et apporte une quantification en espace et en temps du transport de particules.

Les modèles quantitatifs d'érosion présentés précédemment ne considèrent pas réellement de seuil d'érosion, même si, pour le modèle de Scheuermann et al. (2002), un transport doit quand même exister pour amorcer l'érosion. Ces modèles sont des lois de transport de particules grossières par charriage et ne s'appliquent pas au cas des sols fins, de type argileux ou limoneux, majoritairement transportés par suspension. Pour ces sols plus fins, les particules transportées sont dispersées dans les pores du sol grossier et génèrent des

concentrations bien plus faibles que dans une nappe de charriage. L'effet de saturation de l'écoulement en particules transportées, observé pour le charriage, nécessite donc dans ce cas de très forts taux d'érosion et une grande longueur érodée, qui n'ont pas lieu d'être dans les dispositifs expérimentaux d'EC. L'intensité de l'érosion est alors caractérisée par un taux d'érosion en kilogramme par mètre carré d'interface et par unité de temps, et la quantité de particules transportées par l'écoulement est une fonction croissante de la longueur érodée. Néanmoins, il ne semble pas, jusqu'à maintenant, avoir été proposé dans la littérature de modèles pour quantifier des taux d'érosion de sol fin dans le contexte de l'EC.

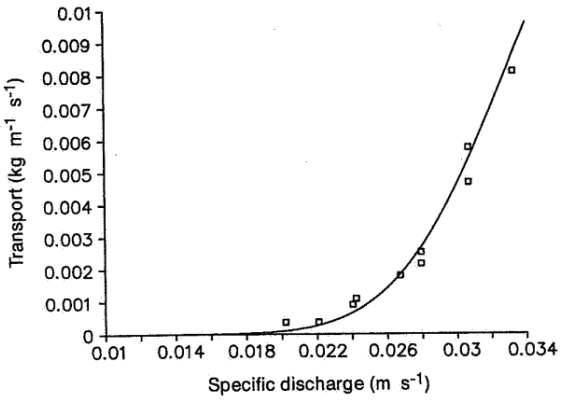


Figure III-8 : Comparaison du modèle de transport proposé par Den Adel et al. (1994) avec les données expérimentales d'un essai d'EC, extrait de (Den Adel, et al., 1994)

2.5 Configuration sol fin sur sol grossier (C2)

A notre connaissance, seuls les travaux de Schmitz ont abordé spécifiquement l'influence de l'écoulement tangent dans cette configuration (Schmitz, 2007; Boley, et al., 2008). Dans un dispositif expérimental similaire à celui utilisé par les auteurs déjà cités, des limons plus ou moins cohérents ont été testés sur une couche de sol grossier. De la même manière que dans la configuration précédente, il met en évidence une vitesse critique d'initiation de l'érosion, marquée par une nette augmentation de la masse de sol transporté. A partir de ce niveau de sollicitation hydraulique, des cavités apparaissent dans la couche de sol fin et l'érosion se développe jusqu'à provoquer des fontis en surface de l'échantillon. Les vitesses critiques obtenues sont majoritairement comprises entre 1 cm/s et 5 cm/s (mis à part un essai avec une valeur de 0,25cm/s), c'est-à-dire du même ordre de grandeur que celles trouvées dans la littérature pour la configuration C1 (Figure III-9)

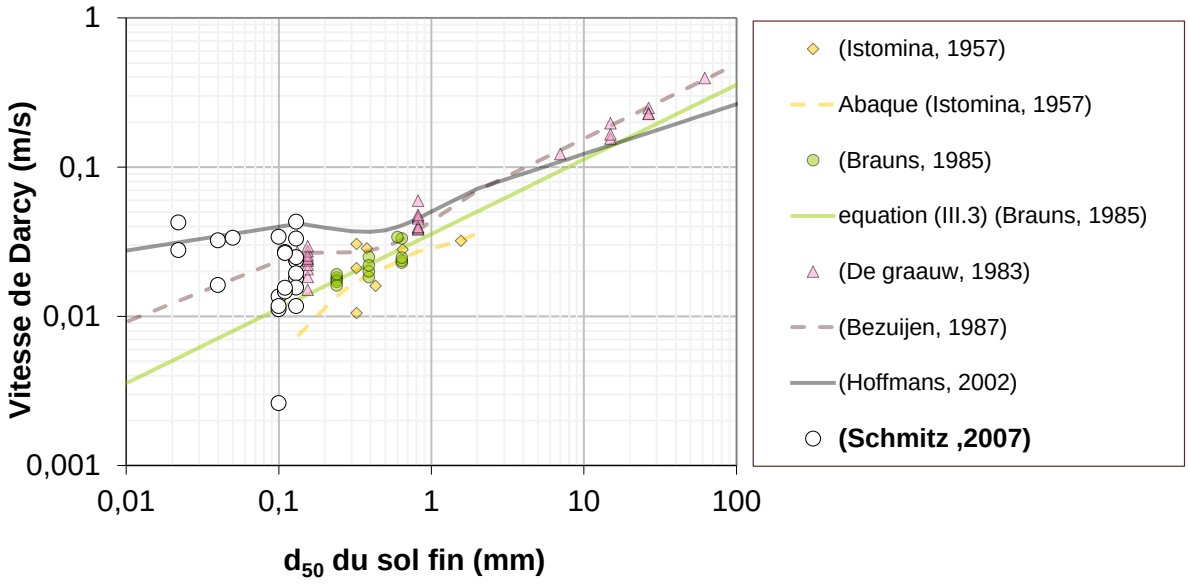


Figure III-9 : Comparaison des vitesses critiques obtenues dans la configuration « classique » C1 (sol grossier sur sol fin) et celles obtenues par (Schmitz, 2007) avec la configuration C2

Ces résultats montrent aussi que l'augmentation de la surcharge appliquée à l'échantillon retarde le début de l'érosion et relève la valeur du gradient critique. L'augmentation de la contrainte effective verticale dans le sol fin augmente la résistance au cisaillement du sol : $\tau_{lim} = c + \sigma' \tan(\phi_i)$ avec ϕ_i l'angle de frottement interne. Ce gain sur la valeur de la résistance au cisaillement semble améliorer la résistance du sol à l'érosion, alors qu'aucune influence de la contrainte verticale n'a été mise en évidence dans la configuration inverse (*Cf.* §2.3). Des essais avec trois graviers différents ne montrent pas de tendance claire quant à l'influence de la granulométrie du sol grossier sur la vitesse critique.

Afin de modéliser ce seuil d'érosion, Schmitz adopte deux hypothèses successives. D'abord, celle d'un comportement solide du sol cohésif : la contrainte de cisaillement hydraulique est estimée en faisant l'hypothèse d'un régime turbulent dans le pore et du développement d'une sous-couche visqueuse et d'une couche limite turbulente. Le profil de vitesse au centre du pore est alors décrit par une loi dérivée de la théorie de mélange de Prandtl. L'hypothèse est faite que la vitesse au centre du pore est une bonne approximation de la vitesse moyenne de pore dans le milieu poreux. La vitesse critique $U_{crit\ sol}$ est tirée de cette relation pour une contrainte de cisaillement à la paroi τ égale à la résistance au cisaillement obtenue par un test au scissomètre sur le sol. Ensuite, il fait l'hypothèse d'un comportement fluide du sol cohérent au niveau de l'interface, justifiée par l'observation d'une consistance plutôt boueuse du sol après les expérimentations. Dans ces conditions, on ne considère plus l'arrachement de particules mais plutôt l'apparition d'ondes instables à l'interface entre deux fluides de densités différentes, au-delà d'une différence de vitesse entre les deux fluides notée $U_{crit,liqu}$. Au moment de l'érosion, le sol étant dans un état de transition entre ces deux

hypothèses, solide et liquide, Schmitz utilise finalement une combinaison de ces deux vitesses critiques.

Cette combinaison de deux états est discutable d'un point de vue physique. On a du mal à imaginer le sol passant alternativement d'un état à l'autre. Et, effectivement, la concordance de ce modèle avec les résultats expérimentaux n'est pas concluante et des réserves doivent être faites sur son utilisation en termes de prédiction sans une validation plus probante. Néanmoins, l'approche est intéressante sur deux points : l'utilisation de la contrainte de cisaillement obtenue au scissomètre pour estimer la contrainte de cisaillement critique et la représentation du sol fin comme un fluide visqueux, même si un modèle de fluide à seuil semblerait plus adapté.

2.6 Transport et filtration

Après avoir été détachées de l'interface, les particules érodées sont transportées au sein des pores du sol grossier. Les particules les plus grossières sont transportées par charriage, ce qui modifie de façon importante les conditions d'érosion à l'aval (*Cf.* 2.4). Les particules plus fines sont transportées en suspension. De nombreuses modélisations ont été proposées pour représenter le transport en suspension de matières dissoutes, colloïdales ou non (McDowell-Boyer, et al., 1986). Leur migration est régie par une équation de convection-dispersion à laquelle on ajoute éventuellement un terme de dépôt et un terme de relargage (Frey, et al., 1999). Les paramètres de cette équation sont généralement identifiés grâce à des essais en colonne qui consistent à injecter des particules à l'amont d'un milieu poreux et à suivre leur arrivée à l'aval (Massei, et al., 2002; Benamar, et al., 2005). Le dépôt des particules est lié à leur sédimentation dans le milieu poreux ou encore à leur piégeage géométrique dans les pores du sol grossier. Lorsque les particules déposées s'accumulent, la porosité et la perméabilité du milieu sont modifiées, ce qui influence en retour l'écoulement. Ce couplage est complexe à modéliser (Mays, et al., 2004).

Durant les essais d'EC à l'échelle de l'échantillon, le temps de transport des particules est habituellement faible devant la durée de l'essai. En effet, la longueur de l'échantillon est de l'ordre du mètre et les vitesses d'écoulement de l'ordre du centimètre par seconde. Le temps de transport est donc de l'ordre de la minute, par rapport à des durées d'essai de plusieurs heures. Par ailleurs, le piégeage géométrique est limité car, d'une part, le rapport entre les tailles des particules du sol fin et celles du sol grossier est important (*Cf.* §2.2) et, d'autre part, la longueur de l'échantillon est faible.

La phase de transport est donc habituellement négligée pour les essais d'EC à l'échelle de l'échantillon. Néanmoins, à l'échelle de l'ouvrage, la longueur du milieu traversée est bien plus importante et la phase de transport doit être prise en compte (*Cf.* Chapitre V).

2.7 Synthèse de l'état de l'art

Les essais d'EC répertoriés dans la littérature ont été synthétisés dans le Tableau III-2. Ils ont été réalisés sur des dispositifs expérimentaux semblables et ont permis d'identifier une intensité d'érosion pour différents chargements hydrauliques. A part Wörman, chaque auteur a ensuite défini l'intensité correspondant à un seuil d'initiation de l'EC, généralement exprimée en termes de vitesse critique. Les diverses vitesses critiques obtenues sont remarquablement cohérentes entre les différents auteurs, malgré des critères différents, et sont correctement prédites par des lois semi-empiriques issues de l'adaptation du critère de Shields au cas de l'EC. A part les travaux de Schmitz, tous ces essais ont été menés sur des sols sableux dans la configuration C1. Ces sols sableux sont entrainés par un processus similaire au charriage et des lois d'érosion ont été proposées par Wörman, Scheuermann et Den Adel pour quantifier le volume transporté.

	Configuration	**Nb d'essais répertoriés**	**Type de sol fin**	**Gamme de d_{50} (mm)**	**Gamme de D_{15} (mm)**
(Istomina, 1957)	C1	7	Sable	0,3 à 1,6mm	?
(Brauns, 1985)	C1	14	Sable	0,2 à 0,6mm	5 à 22mm
(De Graauw, 1983)	C1	30	Sable et gravier	0,1 à 60mm	1 à 370mm
(Wörman, 1992)	C1	11	Sable	0,2 à 0,7mm	4 à 16mm
(Schmitz, 2007)	C2	22	Limon cohésifs et sables	0,02 à 0,2mm	2 à 9mm

Tableau III-2 : Synthèse bibliographique des essais d'EC à l'échelle de l'échantillon

Les sols les plus fins, éventuellement cohésifs, sont détachés par agrégats et entrainés par suspension dans l'écoulement. Les processus sont donc très différents de ceux évoqués dans le cas du sable et il est probable que les relations proposées précédemment ne soient pas extrapolables pour ce type de sol. D'autre part, un seul auteur a considéré la configuration C2, pourtant fréquente dans les ouvrages hydrauliques, sans obtenir de modèle d'érosion convaincant. Dans ce chapitre, nous allons donc analyser l'EC avec des sols limoneux et argileux afin d'étudier la possibilité d'extrapoler les lois développées pour les sols sableux à ces sols plus fins et proposer, si nécessaire, des alternatives. La configuration C2 sera testée également pour valider et compléter les résultats obtenus par Schmitz.

3. Présentation du dispositif expérimental

3.1 Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental est composé d'une cellule en acier de 250 mm de haut, 300 mm de large et 700 mm de long, dans laquelle est mis en place l'échantillon de sol à tester. Cet échantillon est composé d'une couche de sol fin compacté à la densité souhaitée surmontée d'une couche de sol grossier, pour former l'interface qui sera soumise à l'EC. Une des faces latérales de la cellule est munie d'une vitre afin d'observer les phénomènes en jeu.

La cellule dispose d'une ouverture rectangulaire de 40 x 300 mm à l'amont, connectée par un divergent à un réservoir d'eau à niveau constant. Une ouverture identique est présente à l'aval et permet l'évacuation de l'écoulement à travers un convergent. L'écoulement passe ensuite dans un turbidimètre, un débitmètre puis enfin une vanne avant d'être évacué. Une fois la cellule fermée hermétiquement et le circuit mis en eau, on fournit le débit souhaité grâce au réglage manuel de la vanne. Un capteur de pression différentielle est connecté entre l'amont et l'aval de la cellule pour mesurer la perte de charge au sein de l'échantillon.

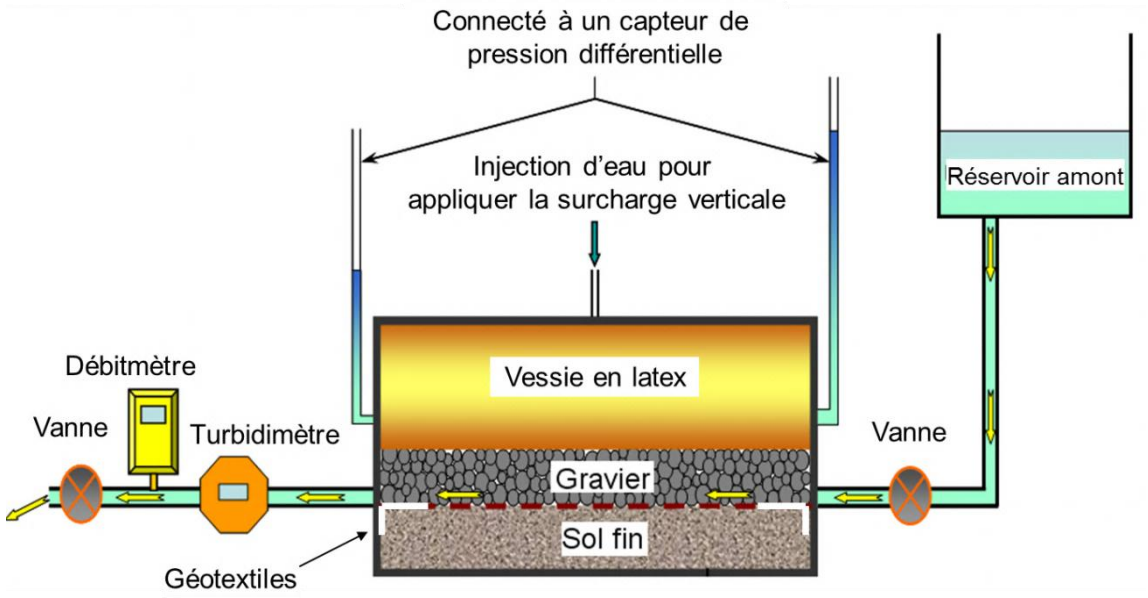


Figure III-10 : Schéma du dispositif expérimental

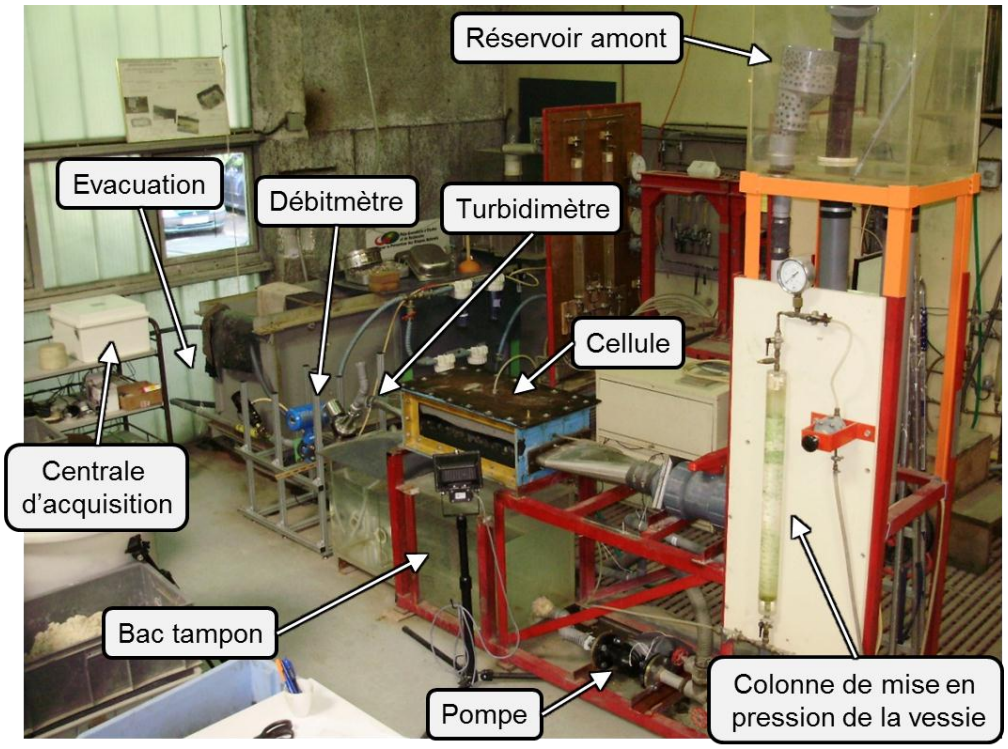


Figure III-11 : Photo du dispositif expérimental

Figure III-12 : Photo de la cellule durant un essai

L'essai est réalisé en circuit ouvert car l'effluent est trop chargé en particules de sol pour être recyclé. Le réservoir amont est alimenté par l'eau du réseau par le biais d'un bac tampon servant à éliminer une partie des bulles d'air présentes dans le réseau d'eau potable. L'utilisation d'eau distillée n'est pas envisageable à cause des débits élevés mis en jeu (0,1 à 1 ℓ/s) nécessitant des volumes importants.

Une vessie en latex remplie d'eau est placée entre le sommet de l'échantillon et le couvercle de la cellule pour appliquer une contrainte mécanique uniforme sur l'échantillon (Figure III-10). Cette vessie est connectée à une colonne d'eau mise sous pression par de l'air

comprimé, réglé au moyen d'un détendeur afin d'ajuster la pression appliquée. Une variation du niveau d'eau dans la colonne correspond au tassement moyen de l'échantillon dans la cellule.

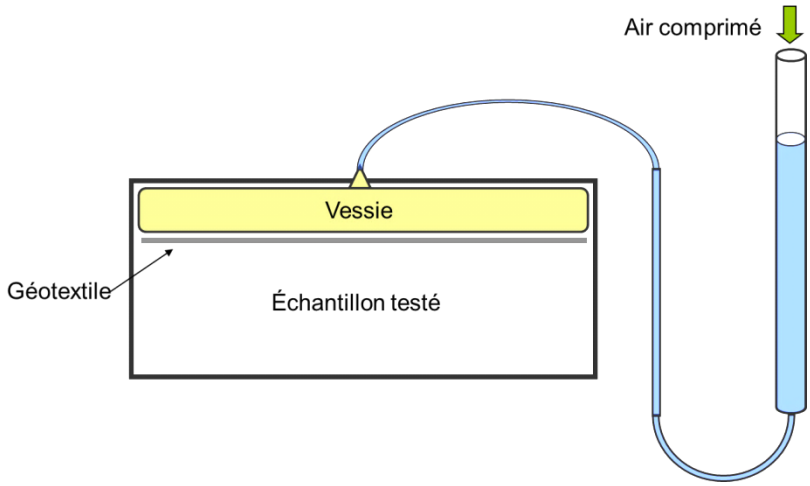


Figure III-13 : Vessie en latex permettant d'appliquer une surcharge sur l'échantillon et de mesurer les tassements dans l'échantillon.

Le suivi du chargement hydraulique est donc réalisé par la mesure de la perte de charge dans la cellule et du débit traversant l'échantillon. Le processus d'EC est alors analysé par l'observation à travers la vitre de la cellule, par le suivi du tassement de l'échantillon et par la mesure de turbidité.

3.2 Protocole de mise en place

Le sol fin à tester est généralement écrêté à 5 mm par tamisage. De cette façon, il y a un rapport au moins égal à 16 entre l'épaisseur de la couche de sol fin (8 cm) et la taille des plus gros éléments du sol. Le sol fin est ensuite humidifié et mélangé manuellement pour atteindre la teneur en eau voulue (normalement la teneur en eau de l'optimum Proctor). Le sol est mis en place dans la cellule en 4 couches successives. Chaque couche est compactée manuellement jusqu'à ce que son épaisseur atteigne 2 cm. La masse de sol utilisée est calculée en fonction de la densité en place souhaitée. Une fois compacté, chaque couche est scarifiée, de manière à avoir une bonne liaison entre les couches.

En entrée et en sortie de cellule, deux bandes de géotextile de 5 cm de large (Figure II-7) sont placées à la surface du sol fin pour empêcher son érosion : en effet, en ces deux endroits l'écoulement est perturbé par les conditions aux limites et l'érosion risquerait d'y être plus facile à initier.

Dans le cas où la configuration testée est la configuration C2, sol fin sur sol grossier, le fond de la cellule est comblé par un bloc de polystyrène pour limiter l'épaisseur de gravier (4 cm) à la hauteur des fenêtres d'entrée et de sortie de la cellule. De cette façon, le sommet du bloc coïncide avec les entrées et sorties d'eau. Le gravier est ensuite disposé puis le sol fin,

en 4 couches successives compactées manuellement, de façon similaire à l'autre configuration. Néanmoins, la première couche de sol fin pénètre en partie dans les pores du sol grossier lors du compactage. Le compactage de cette première couche se fait donc avec un nombre de coups déterminé à l'avance et non en cherchant à atteindre une épaisseur de 2 cm, difficile à mesurer dans cette configuration. Dans ce cas, la densité du sol à l'interface est donc moins bien contrôlée que pour la configuration C1.

Une fois la vessie mise en place sur l'échantillon et la cellule hermétiquement fermée, celle-ci est remplie d'eau grâce au réservoir amont. Une purge permet d'éviter le piégeage de bulles d'air. Lorsqu'un essai est réalisé avec le sol fin sur le gravier, on procède à une injection de CO_2 dans la couche de sol grossier avant la mise en eau. Le CO_2 chasse l'air présent dans les graviers et présente l'avantage de se dissoudre ensuite dans l'eau. On évite ainsi le piégeage d'une couche de bulles d'air à l'interface entre les deux couches de sol. Lorsque le sol grossier est sur le sol fin, cette opération n'est pas nécessaire, les bulles d'air étant facilement évacuées par la purge en partie haute et, même si elles restent piégées, elles ne modifient pas l'état de l'interface d'érosion

La cellule est laissée en eau, sans écoulement, durant au minimum 12h pour garantir la saturation, non pas de l'ensemble du sol fin, mais au moins des premiers centimètres de sol au contact des graviers. Cette partie du sol sera la première soumise à l'érosion.

3.3 Sols testés

Nous avons vu au Chapitre I qu'une grande variété de types de sol et d'interfaces pouvait être présente dans les ouvrages hydrauliques et dans leurs fondations. Pour ces travaux de thèse, le choix a été fait de ne pas étudier les conditions géométriques de l'EC mais de se focaliser sur les conditions hydrauliques. Nous nous sommes placés dans le cas où il n'y pas blocage géométrique des particules fines dans les pores du sol grossier, c'est-à-dire dans la zone de conditions hydrauliques du Tableau III-1.

Les sols grossiers utilisés sont tous des graviers à granulométrie étroite ($Cu < 2$) dont la taille des grains est comprise entre 1 et 50 mm (Tableau III-4). Des sols à granulométrie aussi peu étalée sont rares dans les ouvrages hydrauliques mais correspondent à un cas défavorable, et donc sécuritaire, pour l'établissement d'un critère d'érosion. D'autre part, même s'ils sont peu fréquents au moment de la construction d'une digue, des granulométries de ce type peuvent finir par exister dans l'ouvrage, suite à un processus de suffusion à long terme, transportant, par exemple, les particules sableuses présentes au sein d'une couche de gravier. Par ailleurs, les gradients globaux dans les ouvrages sont habituellement de l'ordre de 10^{-1} m/m mais peuvent varier localement entre 10^{-2} et 10 m/m. Avec des vitesses d'initiation de l'EC de l'ordre de 10^{-2} m/s, les couches de sol grossier susceptibles d'être le siège d'une EC doivent avoir des perméabilités de l'ordre de 10^{-3} à 1 m/s, soit l'ordre de grandeur des perméabilités des graviers choisis.

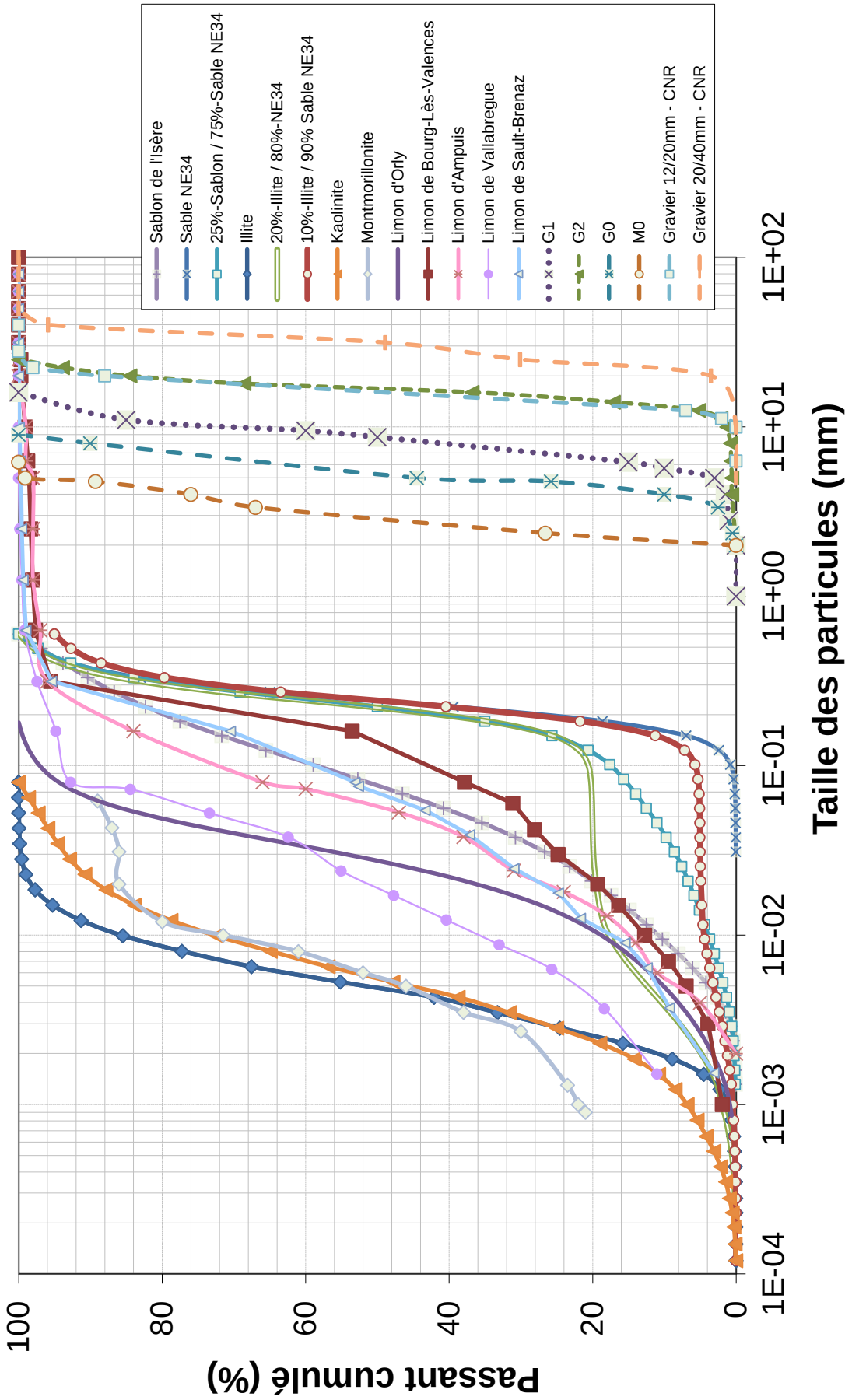


Figure III-14 : Granulométrie des sols fins et des sols grossiers testés

	d_{10} (mm)	d_{50} (mm)	d_{85} (mm)	d_H (mm)	C_U	C_C	K (m/s)	Méthode	Stabilité interne (*)
Sablon de l'Isère	0,008	0,056	0,160	0,029	9	1,3	$2.\ 10^{-7}$	Laser+Tamis	OUI
Sable NE34	0,16	0,25	0,34	0,24	1,7	1,2	$2.\ 10^{-4}$	Laser	OUI
25%-Sablon 75% - NE34	0,04	0,22	0,33	0,071	6,5	2,9	-	Laser	OUI
Illite	0,001	0,004	0,010	0,004	5,3	1	$< 10^{-8}$	Laser	OUI
5%-Illite 95% - NE34	0,15	0,25	0,35	0,063	1,8	2,3	-	Laser	NON
10%-Illite 80% - NE34	0,03	0,23	0,33	0,022	15	9	-	Laser	NON
20%-Illite 80% - NE34	0,004	0,22	0,32	0,012	67	29	-	Laser	NON
Kaolinite	0,0014	0,0055	0,016	0,003	5	10,8	--	Laser	OUI
5%-Kaolinite 95% - NE34	0,15	0,25	0,35	0,05	1,8	2,3	-	Laser	NON
25%-Kaolinite 75% - NE34	0,0044	0,22	0,33	0,012	55	88	-	Laser	NON
30%-Kaolinite 70% - NE34	0,0037	0,21	0,32	0,01	64	200	-	Laser	NON
Montmorillonite	-	0,0055	0,02	0,001	-	-	-	Laser	OUI
Limon d'Ampuis	0,001	0,058	0,343	0,023	47,9	311,1	$2{,}7.10^{-6}$	Sédim + Tamis	OUI
Limon Bourg-Lès-Valence	0,008	0,142	0,276	0,065	24,4	84,1	$3{,}4.10^{-7}$	Sédim + Tamis	NON
Limon Vallabregue	0,001	0,019	0,073	0,014	27,2	116,9	-	Sédim + Tamis	OUI
Limon Sault-Brenaz	0,004	0,07	0,25	0,025	25,7	121,5	-	Sédim + Tamis	OUI
Limon d'Orly	0,005	0,028	0,055	0,0083	6,7	13,6	-	Laser	OUI

(*) D'après Li (2008)

Tableau III-3 : Caractéristiques des sols fins testés

	D_{15} (mm)	D_{50} (mm)	D_{85} (mm)	C_U (-)	C_C (-)	K (m/s)
M0	2,15	3,0	4,4	1,4	1,0	$5.\ 10^{-2}$
G0	4,0	5,2	7,6	1,4	1,1	$8.\ 10^{-2}$
G1	6,2	9,0	11,0	1,5	1,9	$3.\ 10^{-1}$
G2	13,0	17,0	20,0	1,6	1,5	$7.\ 10^{-1}$
12-20mm	13,2	16,5	19,7	1,4	1,6	$7.\ 10^{-1}$
20-40mm	22,2	28,3	37,2	1,5	1,8	1,3

Tableau III-4 : Caractéristiques des sols grossiers testés

Les sols fins testés sont soit des sols locaux (Sablon de l'Isère), soit des sols de référence choisis pour être des sols communs entre les différents laboratoires du projet ERINOH (Limon d'Orly, Sable de Fontainebleau « NE34 », Illite, Kaolinite, Montmorillonite), soit des sols issus de la campagne de reconnaissance des stocks disponibles pour les essais à grande échelle qui seront présentés au Chapitre V (Limons de Bourg-Lès-Valence, Ampuis, Valabrègue et Sault-Brenaz) (Tableau III-3). Les argiles (Illite, Kaolinite et Montmorillonite) et le sable NE34 sont conditionnés en sacs de 15 ou 25 kg et respectent en théorie le fuseau granulométrique proposé par le fournisseur. Ce sont des sols homogènes et bien calibrés. Les autres sols sont des sols naturels prélevés sur site, qui ont donc une variabilité naturelle non négligeable. Pour garantir la répétabilité des essais réalisés avec ces sols, ils ont été écrêtés au tamis à 5 mm, puis l'ensemble du stock disponible pour chaque type de sol a été mélangé et homogénéisé.

A part le sable NE34, ces sols ont tous des granulométries étendues (Cu > 5). Les mélanges Illite / Sable NE34 et Kaolinite / Sable NE34 ont une granulométrie bimodale et sont nettement suffusifs. Le Limon de Bourg-Lès-Valence est à la limite du critère de stabilité interne proposé par Li et al. (2008). Les autres sols fins testés respectent ce critère de stabilité interne et ne doivent pas, en principe, être sensibles à la suffusion.

	Sol grossier	**M0**	**G0**	**G1**	**G2**	**12-20mm**	**20-40mm**
Sol fin	D15\d85	2,15	4	6,2	13	13,2	22,2
Sablon de l'Isère	0,16	13,4	25,0	38,8	81,3	82,5	138,8
Sable NE34	0,34	6,3	11,8	18,2	38,2	38,8	65,3
25%-Sablon / 75% - NE34	0,33	6,5	12,1	18,8	39,4	40,0	67,3
Illite	0,01	215,0	400,0	620,0	1300,0	1320,0	2220,0
5%-Illite / 95% - NE34							
10%-Illite / 90% - NE34	0,33	6,5	12,1	18,8	39,4	40,0	67,3
20%-Illite / 80% - NE34	0,32	6,7	12,5	19,4	40,6	41,3	69,4
Kaolinite	0,016	134,4	250,0	387,5	812,5	825,0	1387,5
5%-Kaolinite / 95% - NE34	0,35	6,1	11,4	17,7	37,1	37,7	63,4
25%-Kaolinite / 75% - NE34	0,33	6,5	12,1	18,8	39,4	40,0	67,3
30%-Kaolinite / 70% - NE34	0,32	6,7	12,5	19,4	40,6	41,3	69,4
Montmorillonite	0,02	107,5	200,0	310,0	650,0	660,0	1110,0
Limon d'Ampuis	0,343	6,3	11,7	18,1	37,9	38,5	64,7
Limon de Bourg-Lès-Valence	0,276	7,8	14,5	22,5	47,1	47,8	80,4
Limon de Vallabregue	0,073	29,5	54,8	84,9	178,1	180,8	304,1
Limon de Sault-Brenaz	0,25	8,6	16,0	24,8	52,0	52,8	88,8
Limon d'Orly	0,055	39,1	72,7	112,7	236,4	240,0	403,6

Conditions hydrauliques
Conditions géométriques et hydraulique
Conditions géométriques

Tableau III-5 : Rapport géométrique D_{15}/d_{85} des différents couples sol grossier/sol fin

En fonction du rapport D_{15}/d_{85} entre les granulométries du sol grossier et du sol fin, on peut distinguer les trois domaines de conditions prépondérantes pour l'apparition de l'EC (Tableau III-1). Les couples sol grossier/sol fin, en rouge dans le Tableau III-5, sont propices

à une filtration géométrique empêchant l'apparition de l'érosion quel que soit le chargement hydraulique (situation rencontrée avec le gravier M0). Lors d'essais réalisés avec les couples notés en orange dans le Tableau III-5, une attention particulière doit être portée à l'interprétation des résultats car il est probable qu'il y ait dans ce cas une influence à la fois géométrique et hydraulique sur les conditions d'existence de l'érosion (situations rencontrées principalement avec le gravier G0).

3.4 Mode opératoire de l'essai

L'essai est conduit à débit imposé, en ajustant manuellement la vanne du circuit pour maintenir le débit constant. Au début de l'essai, un premier palier long à 0,05 ℓ/s est réalisé de manière à vérifier le bon fonctionnement de l'instrumentation, à atteindre l'équilibre des pressions pour la vessie et à finir la saturation du sol si besoin. Il permet aussi de faire circuler de l'eau dans la cellule pour entraîner une partie des particules, issues de la mise en place, présentes dans les graviers ou dans le circuit hydraulique. Le débit est ensuite augmenté selon le protocole choisi pour l'essai, généralement par paliers successifs de 30 minutes.

Les données de débit, pression différentielle et turbidité sont obtenues automatiquement grâce à une centrale d'acquisition Campbell CR1000. L'enregistrement de ces données se fait à une fréquence de 1Hz durant tout l'essai.

Des échantillons d'effluent d'un litre sont prélevés à chaque palier puis introduits dans un granulomètre laser « Sizer X » pour obtenir la courbe granulométrique des particules en suspension. Des photos sont prises à travers la paroi latérale vitrée. Le niveau d'eau dans la colonne, traduisant le tassement de l'échantillon, est relevé toutes les 5 minutes environ.

3.5 Interprétation des mesures

- **Débit**

Le débit qui transite dans l'échantillon est mesuré à la sortie de la cellule à l'aide d'un débitmètre électromagnétique Krohne qui possède une gamme de fonctionnement de 0.02 ℓ/s à 2 ℓ/s. Théoriquement, le débit mesuré correspond au débit traversant les deux couches de sol. Cependant, il y a généralement au moins deux ordres de grandeur de différence de perméabilité entre les deux couches de sol. En effet, la taille des particules du sol fin doit être inférieure d'un ordre de grandeur à celle du sol grossier, pour pouvoir géométriquement transiter dans ses pores. Comme la perméabilité est proportionnelle à d^2 (Bear, 1972), il y a bien au minimum deux ordres de grandeurs entre les perméabilités des deux couches. D'autre part, les deux couches ont une épaisseur similaire et sont soumises au même gradient. Le débit dans la couche de sol fin est donc supposé négligeable (strictement inférieur à 1% du débit total) devant le débit dans la couche de sol grossier. En régime stationnaire, la vitesse moyenne U (m/s) dans la couche de sol grossier, dite de « Darcy », peut ainsi être estimée avec la relation :

$$U = \frac{Q}{h_G . l} \quad \text{(III.6)}$$

Avec Q (m^3/s) le débit mesuré par le débitmètre, h_G (m) l'épaisseur de la couche de sol grossier et l (m) la largeur de la cellule.

- **Gradient**

Un capteur de pression différentielle de marque Druck est connecté à l'entrée et à la sortie de la cellule. Ces deux prises de pression sont purgées en début d'essai. Le gradient moyen dans les deux couches de sol vaut :

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad \text{(III.7)}$$

Avec i le gradient hydraulique, Δh (m) la différence de pression (en hauteur d'eau) mesurée par le capteur différentiel et L (m) la longueur de la cellule.

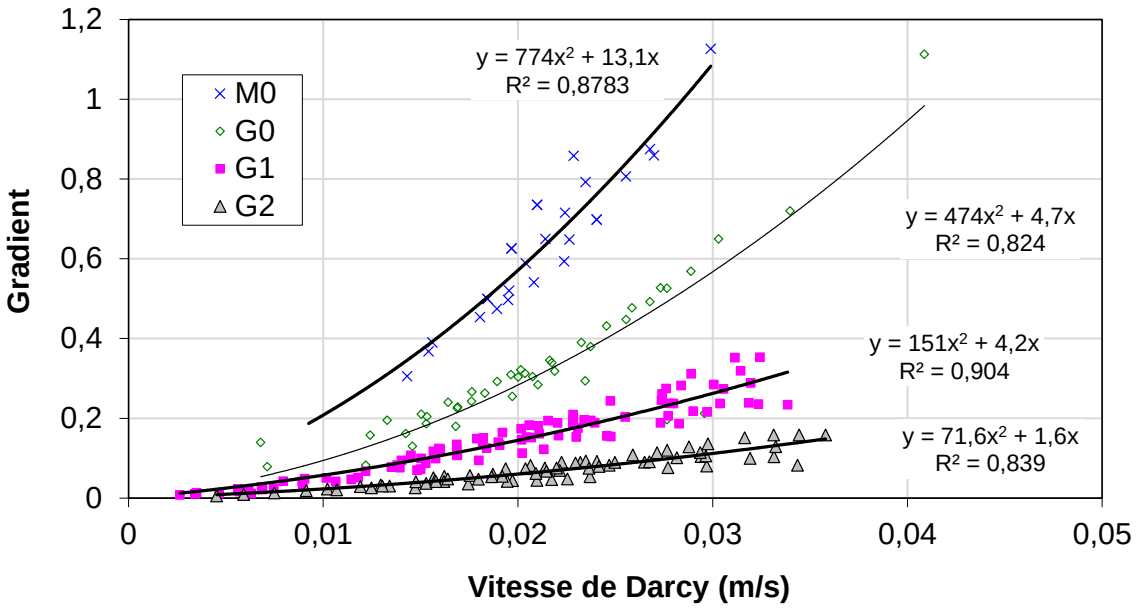


Figure III-15 : Gradient mesuré dans la cellule en fonction de la vitesse de Darcy moyenne dans les graviers pour des essais d'EC réalisés avec 4 graviers différents

Au sein de la couche de gravier, le gradient hydraulique est relié à la vitesse moyenne d'écoulement par une loi de type Forchheimer : $i = a.U + b.U^2$ (voir Chapitre II). Le gradient moyen mesuré dans la cellule pour un palier de 30 min a donc été représenté en fonction de la vitesse moyenne déduite de la mesure de débit, pour 35 essais réalisés avec 4 graviers différents (Figure III-15). On constate une dispersion non négligeable de ces mesures qui peut être attribuée à l'incertitude sur l'estimation de la vitesse (liée principalement à la mesure de l'épaisseur de gravier h_G), sur la mesure du gradient (liée à la présence possible de

bulles d'air malgré les purges régulières) ou sur la variabilité de la mise en place du gravier qui est à l'origine de porosités légèrement différentes d'un essai à l'autre. Néanmoins, des valeurs moyennes des coefficients *a* et *b* de la loi d'écoulement peuvent être déduites de ces mesures pour chaque gravier.

- **Turbidimètre**

La turbidité de l'effluent à la sortie de la cellule est mesurée par un turbidimètre Kobold en unité NTU (Nephelometric Turbidity Unit). Ce turbidimètre possède 4 gammes de mesures (0-20, 0-100, 0-200 et 0-2000 NTU) qui sont commutées automatiquement par des relais contrôlés par la centrale d'acquisition. La mesure est obtenue avec une précision de ±2% de la gamme utilisée. Cette valeur est fonction de la quantité de « Matières En Suspension » (MES) dans l'eau mais elle est aussi influencée par la forme, la taille et la couleur des particules (Pavanelli, et al., 2005; Nemery, et al., 2010). Une calibration préalable est donc nécessaire pour déterminer la relation, propre à chaque type de sol, entre la mesure de turbidité et la concentration en MES. Pour l'ensemble de nos sols testés, une relation linéaire semble bien appropriée (Figure III-16).

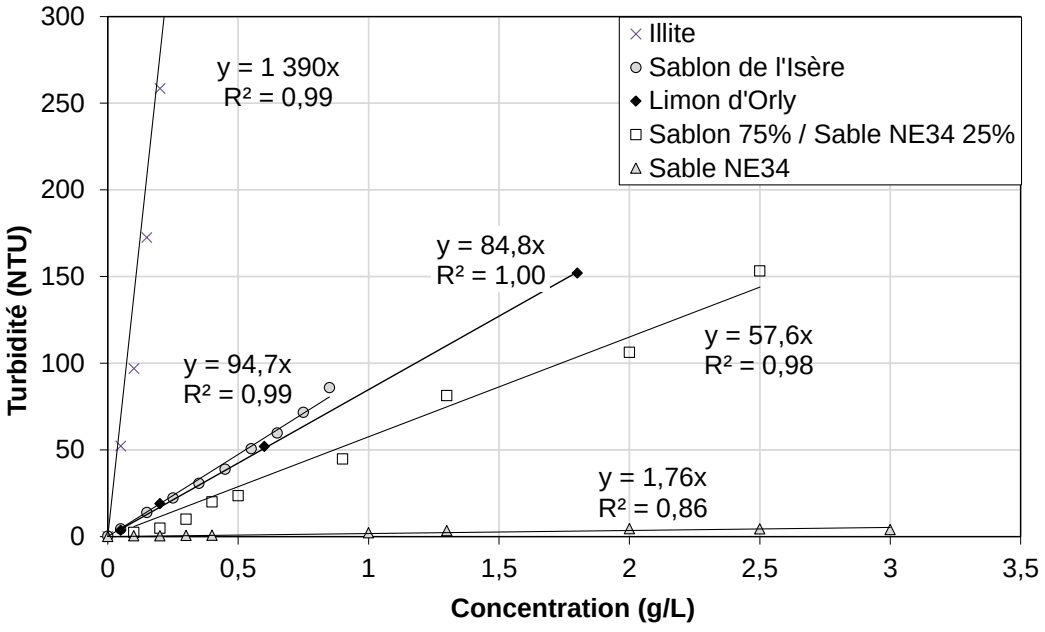


Figure III-16 : Relations entre Turbidité et Concentration en MES obtenues lors des essais de calibration

Nous connaissons maintenant une estimation de la concentration en MES dans l'effluent et nous pouvons ainsi calculer la masse de sol transportée par l'effluent à chaque seconde :

$$q_s = \frac{Tu.Q}{C_{NTU}} \tag{III.8}$$

Avec q_s (kg/s) le débit solide dans l'effluent, C_{NTU} le coefficient de proportionnalité entre turbidité et concentration en MES établie lors de l'essai de calibration et Tu (NTU) la turbidité de l'effluent mesurée. On fait ensuite l'hypothèse que la quantité de sol érodée à l'interface est égale à la quantité de sol transportée dans l'effluent. Cette hypothèse signifie que l'on considère un régime stationnaire pour le transport solide. Les éventuels dépôts de particules lors du transport à travers le sol grossier supposés compensées par les reprises de particules précédemment érodées. Cette hypothèse paraît justifiée pour les plus petites particules (< 80 µm), pour lesquelles les dépôts sont négligeables. Pour les particules plus grossières, l'équilibre dépôt/reprise n'est respecté qu'après une phase initiale transitoire dont la durée est indéterminée. Les vitesses d'écoulement dans la couche de sol grossier varient entre 0,5 cm/s et 10 cm/s, pour une cellule de 70 cm de longueur, soit une durée de transit de l'eau dans la cellule comprise entre 7 et 140 secondes. C'est une durée faible devant la durée classique des paliers de débit réalisés lors des essais (~30 minutes). Ce temps de transport est néanmoins à majorer dans le cas d'un transport des particules par charriage, qui se fait à une vitesse bien plus faible que celle de l'écoulement. L'hypothèse d'égalité entre le débit solide érodé à l'interface et le débit solide de l'effluent est donc, par conséquent, justifiée pour les sols fins (< 80 µm) caractérisés par des dépôts faibles et un transport par suspension, mais à prendre avec précaution pour les sols plus grossiers. La surface de la couche de sol fin exposée à l'écoulement et soumise au processus d'érosion A_{int} (m²) peut être estimée par :

$$A_{int} = n_D.(L - L_{Geotex}).l \tag{III.9}$$

Avec n_D la porosité du gravier et L_{Geotex} (m) la longueur couverte par le géotextile. Le taux d'érosion moyen de l'interface ϵ (kg/s/m²) peut finalement être estimé par :

$$\epsilon = \frac{q_s}{A_{int}} \tag{III.10}$$

- **Tassements**

Lors d'un essai d'érosion, le niveau d'eau dans la colonne reliée à la vessie en latex (Figure III-13) est noté à intervalles de temps réguliers. Les variations constatées correspondent à celle du volume de la vessie dans la cellule. Le volume de la vessie augmente en début d'essai jusqu'à ce qu'un équilibre des pressions soit atteint en tout point de sa paroi. Des essais de calibration ont été faits avec des échantillons constitués uniquement de graviers. Le tassement du gravier étant considéré négligeable, la variation de volume mesurée est attribuée à cette phase initiale de mise à l'équilibre. Nous avons constaté que cette variation était bien ajustée par une loi exponentielle décroissante.

Lors d'un essai d'érosion, une loi exponentielle décroissante est ainsi ajustée sur les premières variations de volume mesurées, attribuées à cette phase initiale. Cette exponentielle est ensuite retranchée aux mesures suivantes de manière à obtenir la variation de volume liée au tassement de l'échantillon. Avec un sol fin compacté à l'optimum Proctor lors de sa mise

en place dans la cellule, l'indice des vides initial est faible. Le tassement œdométrique dû à la surcharge appliquée par la vessie (entre 10kPa et 150kPa) est négligé devant les tassements provoqués par l'érosion. Finalement, les tassements de l'échantillon par l'érosion Δh_{er} (m) sont estimés par :

$$\Delta h_{er} = \frac{\Delta h_{col}.S_{col}}{L.l} \quad \text{(III.11)}$$

Avec Δh_{col} (m) la variation de niveau d'eau dans la colonne et S_{col} (m²) la section de la colonne.

Les tassements estimés par cette méthode ont été comparés sur la Figure III-17 à la quantité de matériaux érodés, déduits du débit solide calculé avec la relation (III.8). On constate que les deux mesures sont cohérentes entre elles, avec néanmoins une masse déduite des tassements plus faible que celle du sol transporté. Lors de l'essai, le sol fin est progressivement érodé et transporté. Ceci est à l'origine de tassements du sol grossier qui se transmettent à la vessie. Néanmoins, l'érosion provoque aussi des variations de densités dans l'échantillon par la création de cavités dans le sol fin ou, au contraire, par le remplissage des pores du sol grossier par du sol fin. Ces variations de densités expliquent la différence entre ces deux mesures indirectes de masse érodée.

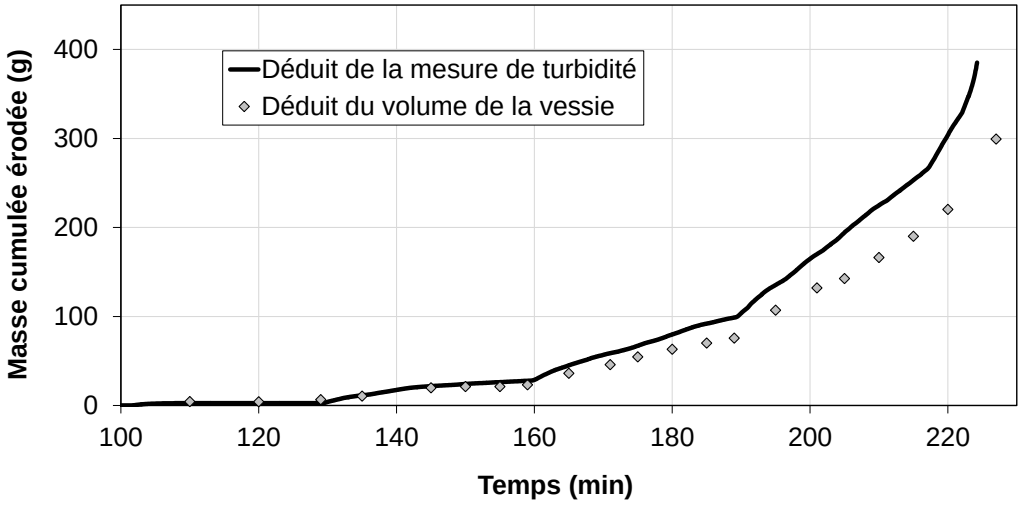


Figure III-17 : Comparaison entre la masse cumulée érodée déduite de l'intégration de la turbidité de l'effluent (III.8) et celle déduite de la variation de volume de la vessie (III.11). Essai Sablon de l'Isère / G2 en configuration C1

4. Cas de la configuration sol grossier sur sol fin (C1).

4.1 Observations

La cellule du dispositif dispose d'une vitre qui permet une observation visuelle du processus d'érosion à l'interface mais uniquement à proximité de la vitre, sur une profondeur de l'ordre d'un diamètre de grain de sol grossier. Cette observation s'effectue dans une zone soumise à un effet de bord lié à la présence de la paroi verticale rigide. Les grains de sol grossier au contact de cette paroi sont agencés de façon régulière avec une porosité élevée à proximité de la paroi. Cette zone est donc le siège de vitesses d'écoulement plus élevées que dans le reste de l'échantillon.

L'observation est néanmoins riche en informations sur les mécanismes en jeu dans l'EC dont l'interprétation doit néanmoins être réalisée en gardant à l'esprit l'influence possible de cet effet de bord.

Lors de chaque manipulation de la vanne avec augmentation du débit, une érosion et un transport de particules sont observés. Pour les débits faibles, ce transport est limité à quelques particules isolées, majoritairement présentes au sein même de la couche de gravier. Elles sont transportées par l'écoulement au sein de la couche de gravier ou déplacées de quelques centimètres sur la surface du sol fin par roulement ou glissement. L'intensité de cette érosion décroît rapidement après la manipulation de la vanne. Après quelques minutes, voire quelques dizaines de minutes, il n'est plus possible d'observer visuellement de particules en mouvement. Cette première phase d'érosion semble liée à un détachement et un transport des particules de sol fin les moins résistantes et les plus exposées à l'écoulement, phase que l'on qualifiera d' « érosion transitoire » ou simplement de « lessivage ».

Pour des débits intermédiaires, l'érosion concerne quelques zones particulières de l'interface. Ces zones sont exposées à un écoulement localement plus fort et des particules de la surface du sol fin sont détachées en continu. Ces érosions ponctuelles créent des cavités dans la surface du sol fin (Figure III-18). De la même façon que pour les débits plus faibles, l'intensité du processus décroît avec le temps.

Pour les débits élevés, l'érosion semble généralisée à toute la surface du sol fin et, selon la granulométrie de celui-ci, une nappe de charriage de plusieurs particules d'épaisseur se forme. Certaines particules sont détachées de l'interface puis entrainées par rebonds successifs entre les graviers, de façon similaire au transport par saltation. L'écoulement dans la couche de gravier devient turbide, témoin du fort transport en suspension. La surface de la couche de sol fin se creuse sous l'effet de l'érosion dans les zones les plus exposées (Figure III-18). Certains graviers sont alors déchaussés et s'effondrent dans ces cavités par un processus proche de l'affouillement en rivière. La couche de gravier se réarrange au fur et à mesure de l'érosion du sol fin, modifiant la géométrie et les lignes de courant de l'écoulement à proximité de l'interface.

Lorsque qu'un sol fin à granulométrie étendue est testé, on constate l'apparition d'un tri granulométrique. Les particules les plus fines sont érodées et transportées préférentiellement. Les particules grossières du sol fin qui ne sont pas érodées restent sur place et se concentrent à l'interface. Ce mécanisme est attribué à la fois à une ségrégation hydraulique, les particules plus fines étant détachées et transportées pour des sollicitations hydrauliques plus faibles que les grosses particules, et à une ségrégation géométrique, la présence de constrictions dans la couche de sol grossier empêchant le passage des particules les plus grossières. Ce mécanisme rappelle le pavage rencontré fréquemment sur le fond des rivières (Hunziker, et al., 2002; Parker, 2006).

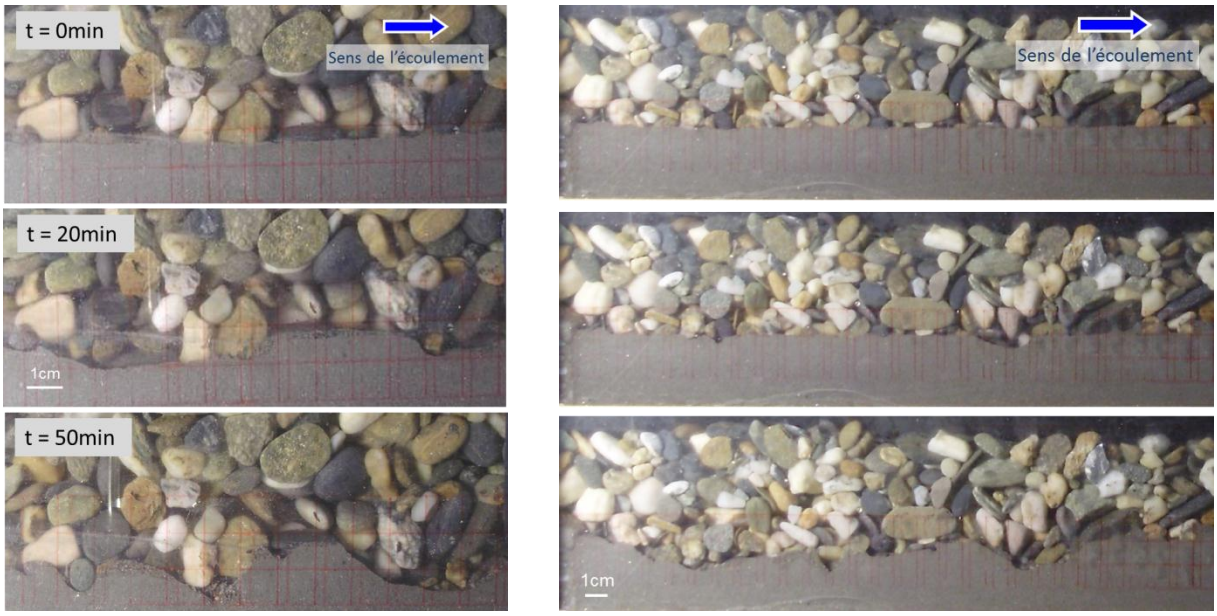


Figure III-18 : Observations réalisées à travers la vitre latérale de la cellule. Sablon de l'Isère en contact avec une couche de gravier de type « G2 ». Vitesse de Darcy dans les graviers de 2 cm/s. Détail et vue globale.

Les processus observés (charriage, suspension, saltation, affouillement, tri granulométrique…) sont très similaires à ceux connus en rivière. La prédominance d'un de ces mécanismes va dépendre du type de sol fin en jeu et de l'intensité de la sollicitation hydraulique. Les sols granulaires non cohésifs sableux (> 80µm) sont transportés principalement par charriage alors que les particules plus fines le sont majoritairement en suspension. Pour des sols à granulométrie étendue, les deux mécanismes apparaissent de façon conjointe. Les sols très cohésifs sont eux érodées par détachement d'agrégats pouvant atteindre le centimètre (Grabovsky, et al., 2011) (Figure III-19) pour des sollicitations hydrauliques bien plus élevées.

La présence de la couche de sol grossier au contact du sol fin, qui distingue le processus étudié de l'érosion en rivière, influence néanmoins ces phénomènes. Les graviers forment des obstacles au transport, interrompent la trajectoire des particules en saltation et

bloquent, par endroit, la progression de la nappe de charriage. Des accumulations de grains ont de ce fait lieu dans certaines zones de l'interface alors que l'érosion est favorisée ailleurs. L'interface, initialement plane devient rapidement ondulée (Figure III-18). Ces ondulations sont attribuées à la fois à la présence des graviers au contact du sol fin mais aussi à des mécanismes similaires à la formation des dunes en rivière (Claudin, et al., 2006).

Figure III-19 : Erosion par détachement et transport d'agrégats d'un sol cohésif

4.2 Résultat typique d'un essai d'EC en configuration C1

Les mesures réalisées pour un essai classique d'EC à l'échelle de l'échantillon sont présentées sur la Figure III-20. L'évolution de la vitesse moyenne estimée de l'écoulement dans la couche de gravier en fonction du temps est représentée conjointement à l'évolution de la turbidité de l'effluent. On peut noter dans cet exemple que des paliers de 30 minutes à vitesse constante ont été effectués. Ces paliers sont espacés d'environ 0,3 cm/s et s'étalent entre 0,6 cm/s et 2,9 cm/s en 9 paliers successifs.

Dans une première interprétation qualitative, on distingue rapidement l'existence de 3 phases. Tout d'abord, jusqu'à 100 minutes, on remarque en terme de turbidité uniquement un bref pic au moment du changement de palier. Ceci correspond à la phase de « lessivage » identifiée grâce aux observations visuelles décrites précédemment (C*f.* §4.1). Ensuite, à partir de la 100ème minute et du 4ème palier, on constate l'existence d'une turbidité conséquente de l'effluent, diminuant néanmoins avec le temps, sans pour autant s'annuler durant les 30 minutes du palier. En première interprétation, on peut considérer que l'on a franchi ici un seuil d'érosion que l'on fixe arbitrairement à la vitesse du premier palier où la turbidité est restée non nulle durant les 30 minutes. Dans l'exemple de la Figure III-20, la vitesse critique est de 2 cm/s. Ce seuil, bien qu'arbitraire, semble donner une valeur conservative de la vitesse minimum nécessaire à l'érosion. En effet, vue la tendance à une décroissance de l'érosion avec le temps, il est probable qu'une durée de palier plus longue donnerait une vitesse critique plus élevée.

Enfin, lorsque la vitesse atteint le dernier palier de l'essai, on ne retrouve plus de pic initial de turbidité suivi d'une décroissance. L'érosion à ce moment de l'essai est généralisée à l'ensemble de l'interface et provoque des modifications de géométrie et des effondrements de

la couche de gravier. Les profondeurs érodées peuvent atteindre plusieurs centimètres. D'autre part, des particules plus grossières sont entrainées et sont peu compatibles avec l'appareil de mesure de turbidité. On arrive lors de ce palier aux limites des capacités du dispositif expérimental.

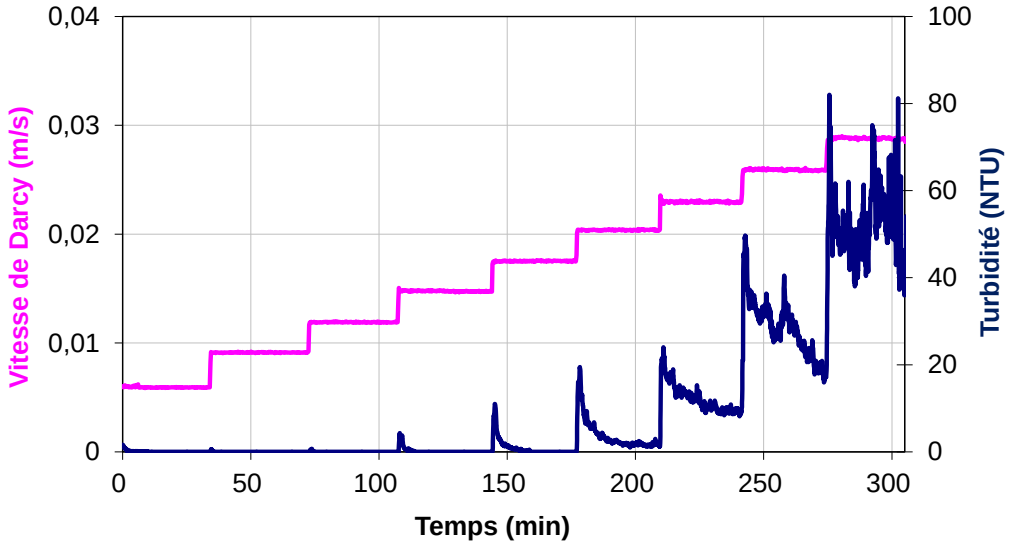


Figure III-20 : Résultat classique d'essais d'EC. Turbidité et Vitesse d'écoulement en fonction du temps. Sablon de l'Isère au contact du gravier G2.

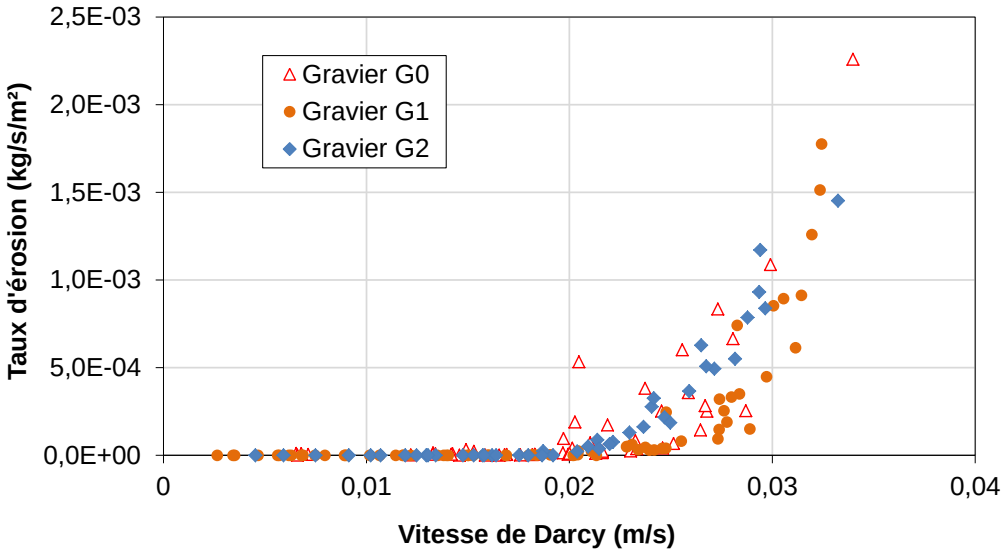


Figure III-21 : Taux d'érosion moyen en fonction de la vitesse de Darcy moyenne du palier pour des essais d'érosion du Sablon de l'Isère au contact du gravier G0 (8 essais), du gravier G1 (10 essais) et du gravier G2 (6 essais)

Dans un deuxième temps, on peut interpréter l'essai en termes d'intensité moyenne d'érosion par palier en fonction d'un chargement hydraulique. On a vu au §3.5 qu'un taux d'érosion en kg/s/m² pouvait être déduit d'après la relation (III.10) de la mesure de turbidité.

On a donc représenté ce taux d'érosion moyen par palier en fonction de la vitesse de l'écoulement pour les essais avec du Sablon de l'Isère au contact de 3 graviers différents (G0, G1 et G2) (Figure III-21). On retrouve une cohérence de la vitesse critique arbitraire précédemment identifiée (Figure III-20), avec l'augmentation marquée de l'intensité de l'érosion, pour les essais avec le gravier G2. Toutefois, on constate une certaine dispersion des résultats, sans doute liée à des différences d'agencement des grains du sol grossier à l'interface, ou à des hétérogénéités du sol fin (*Cf.* Annexe 3 pour l'ensemble des vitesses critiques identifiées durant nos essais).

4.3 Phase initiale de l'essai : pics d'érosion et essais cycliques

Dans la première phase de l'essai, on relève des pics d'érosion suivis d'une décroissance de la turbidité jusqu'à retrouver une eau claire (Figure III-20). Ces pics apparaissent dès qu'un écoulement est appliqué, même pour des vitesses de l'ordre de 1 mm/s. Nous avons pu observer visuellement que cette phase semblait correspondre à un lessivage de la couche de gravier et à l'entrainement des particules de sol fin les plus exposées.

Néanmoins, une autre hypothèse est envisageable pour expliquer ce pic initial de turbidité : il pourrait être lié à la manipulation manuelle de la vanne pour passer d'un palier à un autre, manipulation qui propagerait des fluctuations de pression dans le dispositif. D'autre part, l'ouverture de la vanne entraîne une brève phase transitoire pour l'écoulement avant qu'il atteigne de nouveau un régime stationnaire. Les fluctuations de pression et la phase transitoire de l'écoulement peuvent être deux explications du détachement et du transport de certaines particules au moment du changement de palier.

Pour étudier cette phase initiale, des essais cycliques ont été réalisés sur le couple Sablon de l'Isère/Gravier G1. Ces essais consistent à alterner des changements de palier de vitesse, croissants et décroissants, sous la vitesse critique d'érosion (Figure III-22). On constate que le pic initial de turbidité est très fortement atténué dès le deuxième cycle de changement de palier et inexistant au troisième cycle.

Si les fluctuations de pression et la phase transitoire de l'écoulement avaient un rôle prépondérant dans l'explication de ces pics d'érosion, ceux-ci ne devraient pas être atténués au deuxième cycle de changement de palier. En effet, le deuxième cycle d'augmentation de débit est similaire au premier et devrait provoquer un pic d'érosion similaire. Par contre, cette atténuation est correctement expliquée par l'hypothèse de l'érosion d'un stock limité de particules peu résistantes à l'érosion et/ou très exposées à l'écoulement lors du pic de turbidité. Lors du second changement de palier, le stock de particules érodables à cette vitesse a fortement diminué, le pic est très atténué. C'est donc cette hypothèse que nous retiendrons.

On constate que le volume érodé diminue à chaque répétition du changement de débit. Dans cette phase initiale, sous le seuil d'érosion, le volume érodé reste négligeable

même pour une sollicitation cyclique de fréquence bien plus élevée que ce qu'il est envisageable d'observer dans un ouvrage réel.

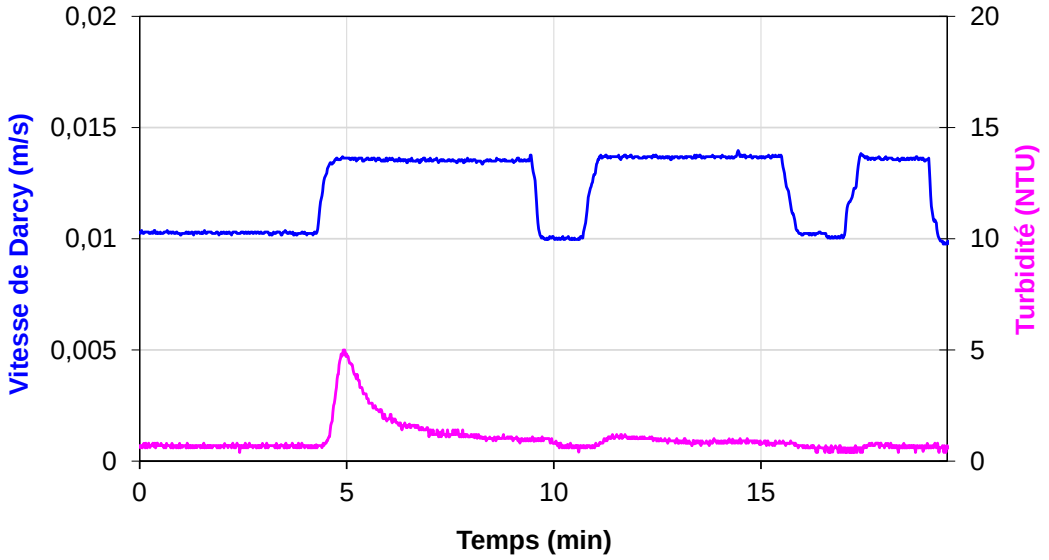


Figure III-22 : Essais cycliques d'érosion sous le seuil arbitraire d'initiation

4.4 Dépendances du seuil d'érosion à différents paramètres et confrontation aux résultats de la littérature

4.4.1 Vitesse ou Gradient critique ?

De nombreux essais ont été réalisés avec le protocole décrit (C*f.* §3.4) et une vitesse seuil d'érosion arbitraire a été identifiée pour chacun d'eux. Comme cela a été expliqué, ces essais se sont faits avec un débit imposé et il semble naturel de représenter les résultats en fonction de la vitesse imposée dans les graviers, vitesse déduite directement du débit (Figure III-20, Figure III-21, Figure III-22). Néanmoins, il est fréquent d'associer l'érosion interne au gradient hydraulique dans l'échantillon ; le gradient est une grandeur relativement naturelle dans un ouvrage hydraulique car elle découle directement de la différence des niveaux d'eau amont et aval. Ce gradient est aussi considéré dans de nombreux phénomènes (boulance, suffusion, renard hydraulique…) comme la variable contrôlant l'apparition de l'érosion interne (Sellmeijer, 2006; Bonelli, et al., 2008). Dans notre dispositif expérimental à débit imposé, le gradient hydraulique est fonction principalement de la perméabilité du sol grossier (Figure III-15). Pour deux essais avec le même sol fin, mais avec deux sols grossiers de perméabilités différentes, nous pouvons donc avoir pour la même vitesse moyenne de l'écoulement au contact du sol fin, deux gradients hydrauliques très différents dans l'échantillon.

Nous avons représenté d'un côté les vitesses critiques moyennes pour différents couples sols fins/sols grossier et d'un autre les gradients correspondant au moment de

l'apparition de l'érosion (Figure III-23 et Figure III-24 et). On peut noter que le gradient critique pour un même sol fin est fortement dépendant du D_{50} du sol grossier qui lui est associé alors que les vitesses critiques semblent quasiment indépendantes du sol grossier choisi. Cela confirme l'hypothèse que la vitesse est un meilleur paramètre pour identifier le seuil d'érosion que le gradient hydraulique. On peut néanmoins noter une légère augmentation des vitesses critiques pour le gravier le plus fin, qui peut, elle, être associée à l'apparition de filtration géométrique.

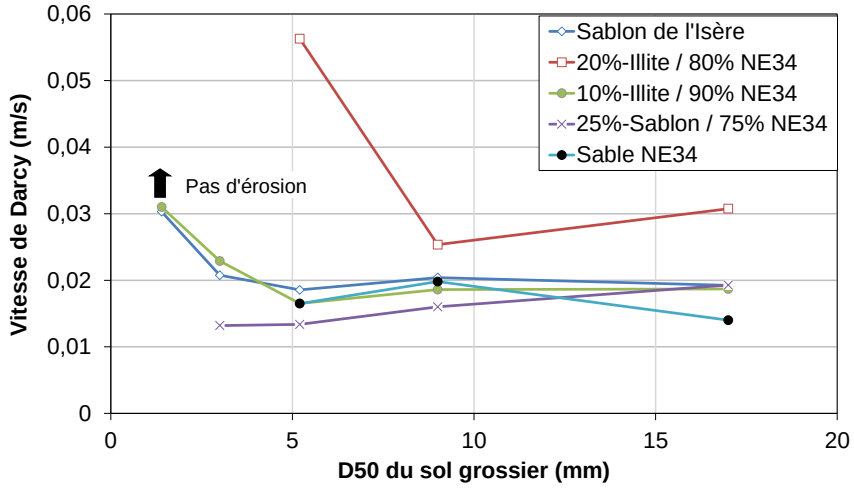


Figure III-23 : Vitesses critiques pour l'initiation de l'érosion

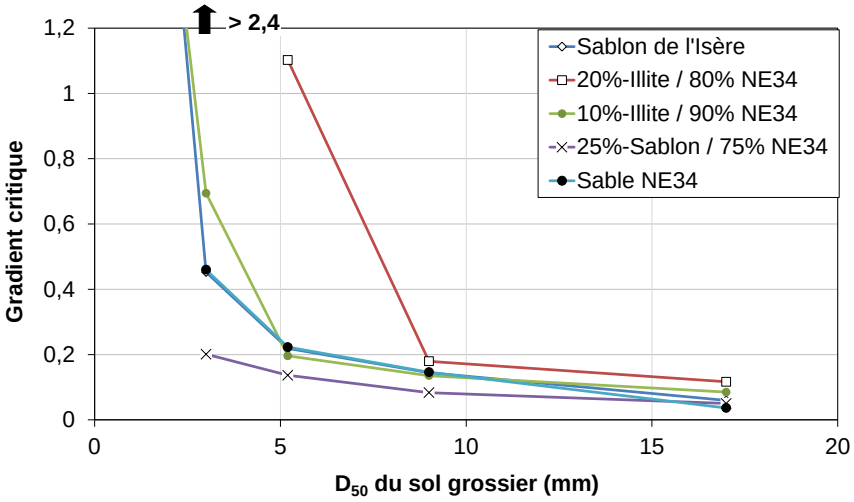


Figure III-24 : Gradient critique pour l'initiation de l'érosion

4.4.2 Dépendance du seuil d'érosion au rapport géométrique D_{15}/d_{85}

Pour étudier cet aspect de filtration géométrique déjà évoqué au §2.2, l'ensemble des résultats a été représenté sur la Figure III-25 conjointement avec des résultats tirés de la littérature (Graauw, et al., 1983; Brauns, 1985) en fonction du rapport D_{15}/d_{85} du couple sol

grossier/sol fin testé. La première observation est la relativement faible dispersion des vitesses critiques (entre 1 et 4 cm/s), malgré la grande variété de sols fins et sols grossiers testés. Le plus faible rapport D_{15}/d_{85} pour lequel une érosion a été observée est de 6,5 pour les essais sur les mélanges Illite/Sable et Sablon/Sable. Néanmoins, pour ces essais, l'érosion concerne uniquement la partie fine (argile ou limon) du sol fin. En effet, les mélanges Illite/Sable sont sujets à la suffusion et une ségrégation de surface a été observée pour les mélanges Sable/Sablon. Les particules érodées sont dans ce cas mal représentées par le d_{85} du sol. Si on met de côté ces essais sur des sols instables, le plus faible rapport est de 8, ce qui correspond au domaine des conditions géométriques empêchant l'existence de l'EC (zone rouge de la Figure III-25). Au-dessus de ce rapport, aucune dépendance claire n'apparaît entre le rapport géométrique D_{15}/d_{85} et la vitesse critique d'érosion, ce qui correspond à l'hypothèse de conditions hydrauliques nécessaires à l'apparition de l'érosion, non influencées par une filtration géométrique du sol grossier.

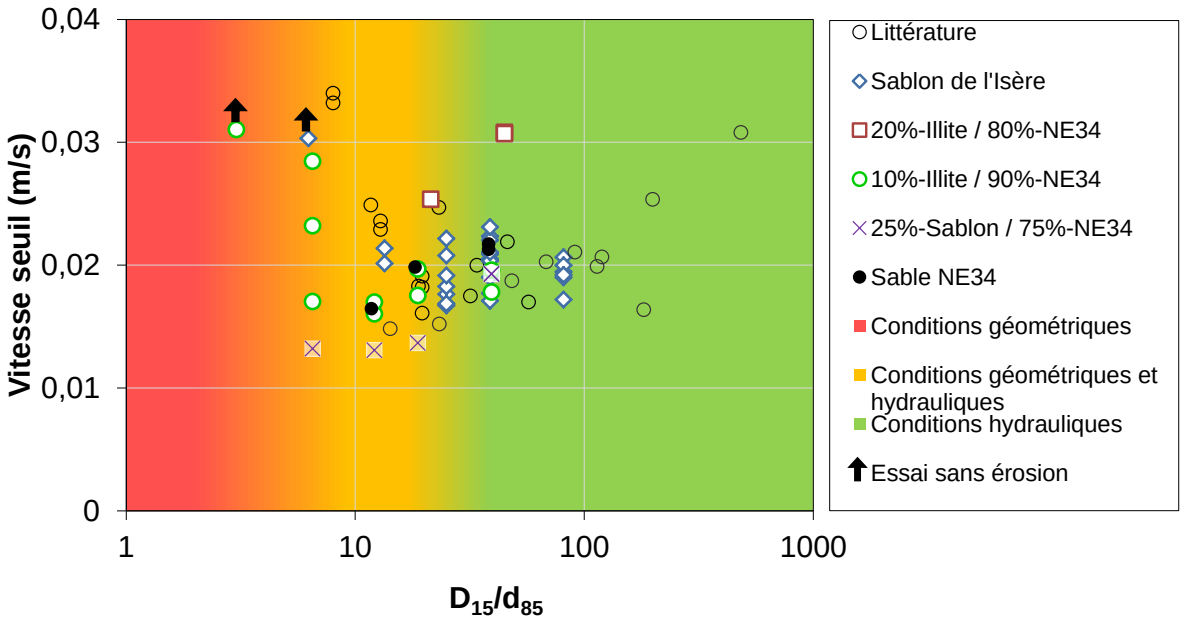


Figure III-25 : Vitesses critiques d'érosion en fonction du rapport géométrique D_{15}/d_{85}. Les points associés à une flèche vers le haut correspondent à des essais sans apparition d'érosion.

4.4.3 Dépendance du seuil d'érosion à la granulométrie du sol fin

Les travaux réalisés sur l'EC établissent généralement une dépendance de la vitesse critique au diamètre des particules érodées, dépendance issue de l'adaptation du critère de Shields (*Cf.* §2). Comme évoqué précédemment, cette dépendance semble bien capturée par les diverses lois proposées pour les sols sableux. Néanmoins, ces lois nécessitent l'ajustement de paramètres empiriques dont le sens physique n'est pas explicite et sont basées sur une hypothèse de proportionnalité entre la vitesse de frottement U* et la vitesse de pore U_p , hypothèse qui n'est pas forcément justifiée suivant les régimes d'écoulement. Nous avons

détaillé au Chapitre II les caractéristiques de l'écoulement dans le sol grossier et mesuré expérimentalement les contraintes de cisaillement exercées à l'interface. Nous avons proposé d'utiliser l'expression proposée par Wörman et al. (1992), pour calculer la contrainte de cisaillement au sein du milieu poreux, en lui appliquant le coefficient de correction empirique $\beta_w \approx 0{,}3$ qui correspond à nos mesures. Nous avons aussi constaté que la contrainte de cisaillement à la surface du sol fin était inférieure à celle au sein du milieu poreux. Nous avons alors introduit un second paramètre $\beta_i \approx 0{,}5$ pour prendre en compte cette réduction. En supposant ensuite, qu'au moment de l'initiation de l'EC, la contrainte de cisaillement est égale à celle proposée par la courbe de Shields, on peut obtenir le gradient critique suivant :

$$i_c = \frac{A_s \tau_{Shields}}{\beta_w \beta_i n_D \rho_w g} \qquad \text{(III.12}$$

La vitesse critique peut ensuite être simplement déduite de la loi d'écoulement au sein du sol grossier. Dans le cas général, on utilisera la loi de Forchheimer, dont les paramètres vont dépendre du type de sol grossier. Sur la Figure III-26, la vitesse critique ainsi calculée a été représentée dans le cas d'un sol grossier de caractéristiques : D_H = 20 mm, n_D = 0,4, de paramètres de Forchheimer $a = 0{,}26$ et $b = 92$ (d'après Fand et al. (1987)) et de surface spécifique estimée à $As = 180\ m^{-1}$ (d'après (II.26)). La contrainte de Shields critique $\tau_{Shields}$ a été déterminée d'après Yalin et al. (2001), en prenant aussi en compte l'incertitude expérimentale comme illustré sur la Figure III-2.

Tous les résultats des essais d'EC dans la configuration C1 (sol grossier sur sol fin) sont visibles sur la Figure III-26 conjointement aux résultats et modèles de la littérature. Les valeurs numériques de ces résultats sont aussi disponibles dans l'Annexe 3.

On constate que les vitesses critiques pour les sols majoritairement sableux (d_{50} > 0,1 mm) sont cohérentes avec les résultats de la littérature, malgré une dispersion non négligeable. Les résultats obtenus avec le sablon de l'Isère (d_{50} = 60 µm), qui a fait l'objet du plus grand nombre d'essais, sont eux aussi conformes à ces premières observations. On peut enfin noter que l'équation (III.12) donne une prédiction quasiment identique à celle de Bezuijen.

En revanche, les résultats avec les sols plus fins, cohésifs, ne respectent pas la dépendance au diamètre des particules des lois proposées pour les sols sableux. Comme nous l'avons déjà évoqué, dans le cas de sols cohésifs, les forces d'adhésion deviennent prédominantes devant la gravité. Ces forces dépendent de nombreux paramètres dont le diamètre de la particule fait partie mais ce n'est pas forcément le paramètre prépondérant. D'autre part, les forces d'adhésion sont créées par les particules les plus fines, qui peuvent être mal représentées par le d_{50} du sol. Par exemple, le mélange à 20%-Illite / 80%-NE34 possède un d_{50} de 0,32 mm très proche du sable pur alors que les 20% d'argile confère un aspect cohésif marqué à l'ensemble du sol.

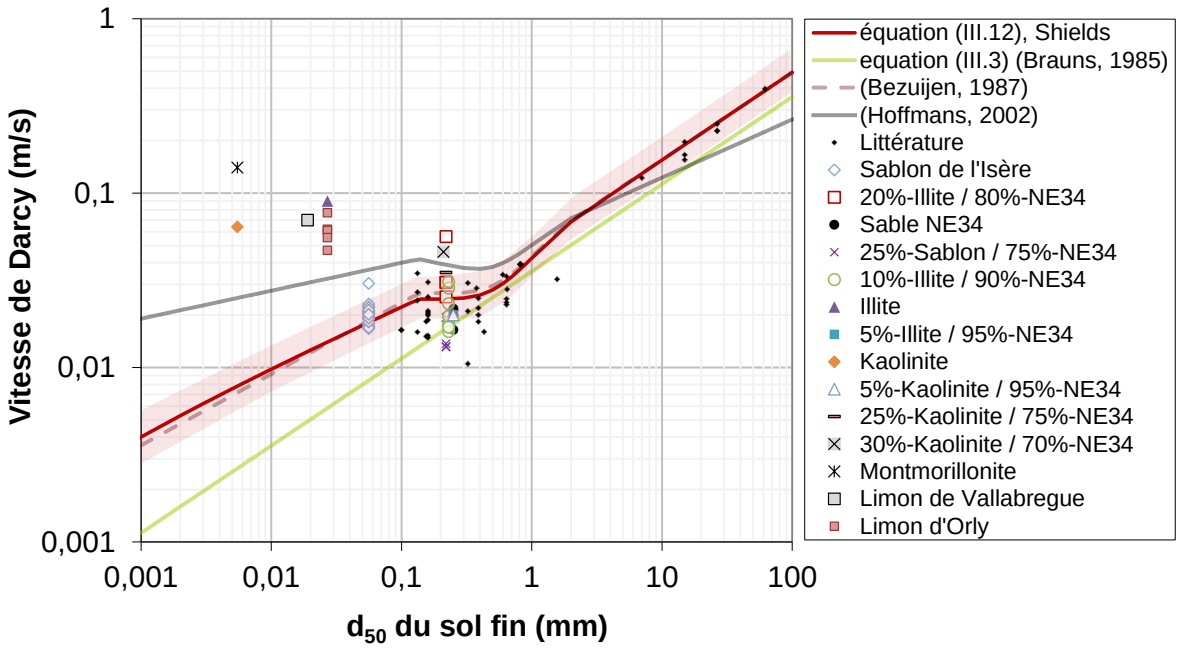


Figure III-26 : Vitesse critique d'initiation de l'EC mesurés en fonction du d_{50} du sol fin, équations de (Bezuijen, 1987) et (Hoffmans, 2002) représentées pour D_{15}=20 mm. Equation (III.12) pour D_h=30 mm

Pour caractériser ces sols cohésifs à granulométrie étalée, le d_{50} ne paraît donc pas adapté. Guidoux et al. (2010) propose d'utiliser le diamètre effectif d_H défini par Kozeny (1953) pour estimer la perméabilité d'un sol. Ce diamètre, dans l'hypothèse de particules sphériques, permet de conserver la surface spécifique de la granulométrie initiale. Les forces d'adhésion étant majoritairement liées à des propriétés de surface, ce choix paraît mieux convenir à ces sols fins à granulométrie étendue.

$$d_H = \frac{1}{\sum_{i=1}^{n} \frac{f_i}{d_i}} \qquad \text{(III.13)}$$

Le diamètre effectif est calculé en divisant la courbe granulométrique en n classes, chaque classe i ayant un pourcentage f_i et un diamètre moyen d_i.

Comme exprimé au §2.3.3, lorsque les forces d'adhésion sont prédominantes au sein du sol, celui-ci s'érode par détachement d'agrégats et l'utilisation du paramètre de Shields (équilibre pour une particule entre force gravitaire et force hydrodynamique) n'est plus adéquate. Néanmoins, pour des sols dont la cohésion reste faible, le critère de Shields peut être adapté en prenant en compte, en plus des forces gravitaires et hydrodynamiques, les forces d'adhésion entre particules notées $F_{adhésion}$ (équation (III.1)). Un terme correctif s'ajoute alors au critère de Shields (Claudin, et al., 2006; Ternat, et al., 2008; Guidoux, et al., 2010):

$$\Theta_{avec\ adhesion} = \Theta_{sans\ adhesion}\left(1 + \frac{F_{adhesion}}{F_{gravitaire}}\right) \quad \text{(III.14)}$$

Le terme $F_{adhésion}$ est fonction de nombreux paramètres et son estimation est complexe. En première approximation, nous supposons une force d'adhésion proportionnelle à d comme proposé par Cornelis et al. (2004). Le terme $F_{adhesion}/F_{gravitaire}$ peut alors s'exprimer sous la forme :

$$\frac{F_{adhesion}}{F_{gravitaire}} = \frac{\beta_c}{d^2} \quad \text{(III.15)}$$

β_c étant un coefficient fonction du compactage, de la forme des grains, des caractéristiques chimiques et électrostatiques des particules… En appliquant ce terme correctif à la l'expression (III.3) de Brauns, on obtient la relation :

$$U_c = 0{,}7 n_D \sqrt{\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} g d_H \left(1 + \frac{\beta_c}{d_H^2}\right)} \quad \text{(III.16)}$$

En supposant que le paramètre β_c varie peu entre les essais, il a pu être ajusté empiriquement à nos résultats expérimentaux : $\beta_c = 5{,}3x10^{-9}\ m^2$ (Guidoux, et al., 2010).

Un terme correctif similaire peut aussi être ajouté à la relation (III.12). La valeur de β_c ajustée à nos données expérimentales est dans ce cas : $\beta_c = 2x10^{-9}\ m^2$.

L'ajout de ce terme correctif provoque une nette augmentation de la vitesse d'initiation de l'érosion pour les sols les plus fins, cohérente avec les résultats expérimentaux. D'autre part, les mélanges sable/argile, dont la fraction argileuse est mal représentée par le d_{50}, ont des diamètres effectifs d_H nettement inférieurs à celui du sable : la vitesse critique prédite par ces lois est plus élevée que celle du sable pur, ce qui est en accord avec les résultats. A noter que l'apparition d'agrégats, cause de la grande variabilité des résultats pour les sols cohésifs, n'est pas prise en compte dans ces modèles. Par ailleurs, comme déjà évoqué, la granulométrie seule ne peut représenter les nombreux paramètres à l'origine des forces d'adhésion.

L'expression proposée donne toutefois une estimation correcte des vitesses critiques mesurées pour une large gamme de sols. On retrouve ici la forme classique du diagramme de Hjulstrom (1935) avec des vitesses d'érosion élevées pour les particules grossières, qui diminuent d'abord avec la taille des particules, passe par un minimum aux alentours de 50 µm, pour les particules limoneuses non cohésive, puis augmente de nouveau pour les particules plus fines, lorsque les forces d'adhésion deviennent efficaces. Les sols les plus sensibles à l'érosion sont donc les sable fins et les limons non cohésifs. Toutefois, les forces d'adhésion peuvent, pour certains sols particuliers, ne pas être efficaces pour les très petites particules. C'est le cas par exemple des sols dispersifs, qui n'ont pas été testés durant cette campagne d'essais.

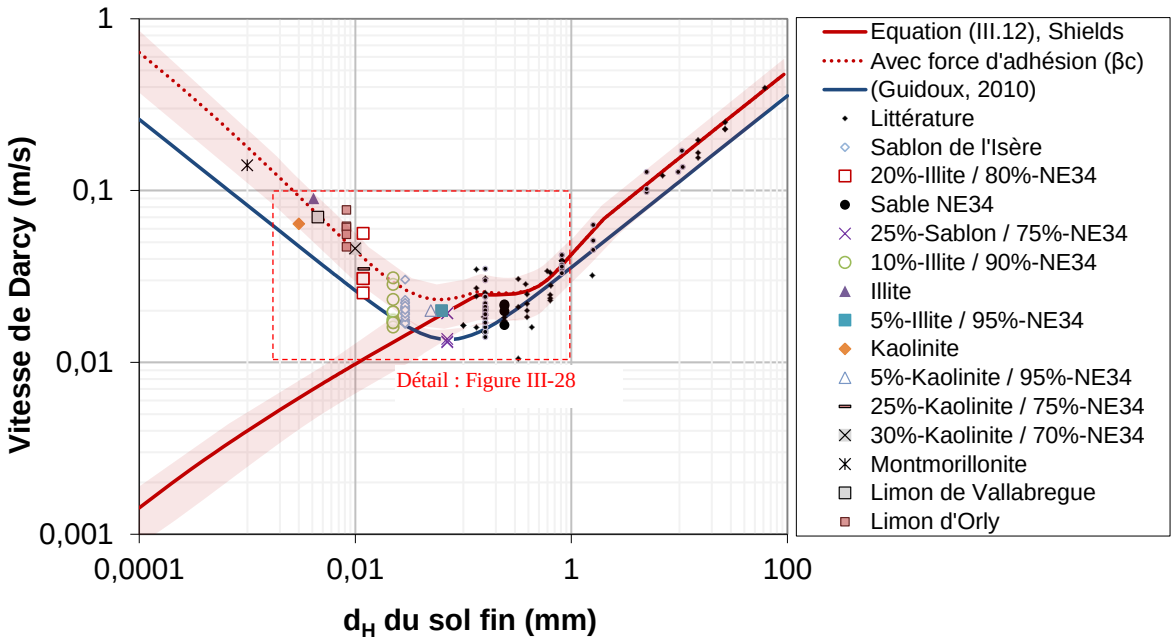


Figure III-27 : Vitesse d'initiation de l'EC pour les différents sols testés. Equations de (Bezuijen, 1987) et (Hoffmans, 2002) représentées pour D_{15}=20mm. Equation (III.12) pour D_h=20mm

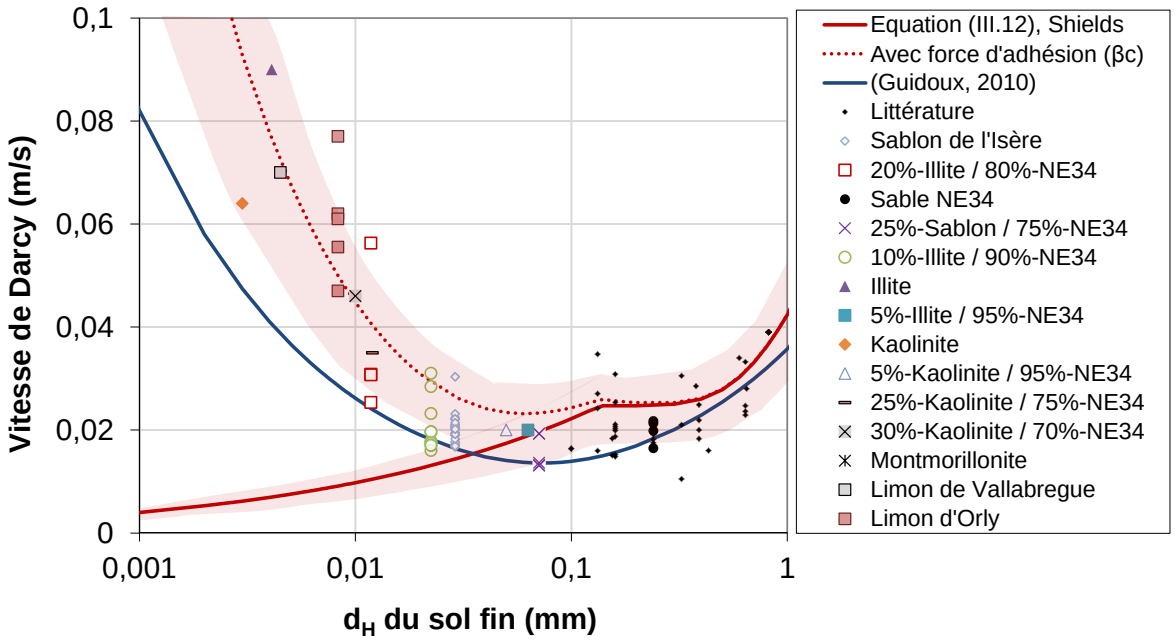


Figure III-28 : Vitesse d'initiation de l'EC pour les différents sols testés. Equations de (Bezuijen, 1987) et (Hoffmans, 2002) représentées pour D_{15}=20mm. Equation (III.12) pour D_h=20mm (Détail pour 0,001<d_H<1mm)

4.4.4 Dépendance du seuil d'érosion à la surcharge appliquée

Le dispositif expérimental utilisé permet de faire varier la surcharge appliquée sur l'échantillon entre 10 et 200 kPa. Toutefois, aucune influence de la surcharge sur la vitesse critique n'a pu être identifiée lors d'essais avec des couples sol grossier/sol fin identiques mais soumis à une surcharge différente (Figure III-29).

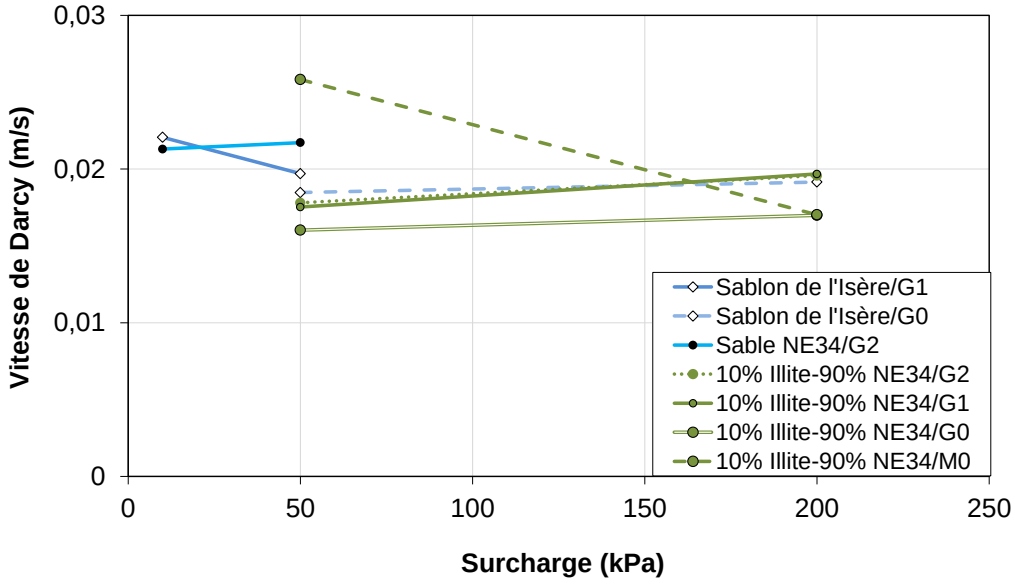


Figure III-29 : Dépendance de la vitesse d'initiation à la surcharge appliquée sur l'échantillon

La surcharge verticale est transmise à l'interface au niveau des points de contact entre les grains de la couche grossière et le sol fin. On remarque (*Cf.* §4.1) que la surface du sol fin soumise préférentiellement à l'érosion est située dans les pores de la couche grossière, dans des zones qui ne sont pas directement impactées par la contrainte verticale. Il est donc cohérent de ne pas identifier d'influence de cette surcharge sur le seuil d'érosion. Par contre, il est possible que la surcharge ait une influence sur la progression de l'EC, au moment où le sol situé sous les grains grossiers est érodé. Mais ceci n'a pas pu être mis en évidence durant nos essais.

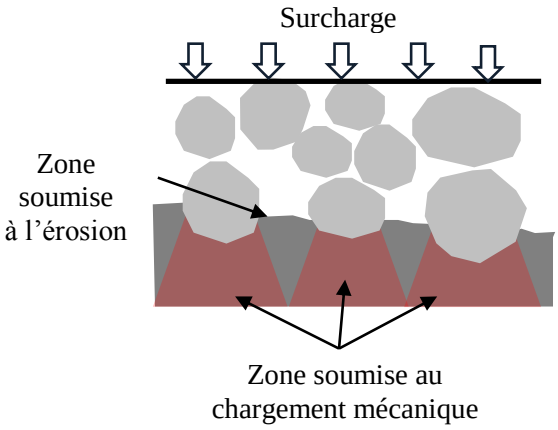


Figure III-30 : Schéma des zones soumises à la surcharge mécanique de l'interface

4.5 Cinétique de l'EC

Après avoir étudié le seuil d'initiation de l'érosion, nous allons maintenant nous intéresser à la cinétique de l'EC, une fois le processus amorcé. Comme évoqué dans le §2.4, des modèles ont été proposés dans la littérature par Den Adel et al. (1994), Wörman et al. (1992) et Scheuermann et al. (2002), pour quantifier le volume de sol transporté par charriage dans le cas de l'EC. Ces modèles ne sont toutefois pas adaptés aux sols plus fins, transportés par suspension, que nous avons considérés.

Nous avons vu, dans le Chapitre II et le §4.1 de ce chapitre, que l'érosion de la couche de sol fin provoque des cavités à la surface de celui-ci, cavités dans lesquelles s'effondrent les grains de la couche grossière. La géométrie de l'interface évolue au cours de l'EC. Néanmoins, localement, cette évolution semble cyclique, avec des phases d'érosion intense entre deux grains, alternant avec des phases de stabilisation lorsque les grains de la couche de sol grossier s'effondrent. A un instant *t*, sur l'ensemble de l'interface de l'échantillon, nous avons des zones en forte érosion et des zones quasiment stabilisées. La taille de ces zones d'érosion étant relativement petite devant la surface totale exposée à l'érosion dans l'échantillon, le sol récolté à la sortie du dispositif reflète un état moyen de l'interface, intermédiaire entre ces zones de forte érosion et de stabilisation.

Le taux d'érosion moyen (*Cf.* §3.5) est calculé grâce à la relation (III.10). Ce taux peut être relié à la vitesse moyenne du palier, comme indiqué sur la Figure III-21. Il peut aussi être représenté en fonction de la contrainte de cisaillement moyenne à l'interface calculée d'après l'approche proposée au Chapitre II (Figure III-31). Ceci permet de comparer les résultats obtenus grâce à cet essai d'EC avec d'autres essais d'érosion interne comme le « Hole Erosion Test », dont les résultats sont généralement exprimés en fonction de la contrainte de cisaillement (Bonelli, et al., 2008).

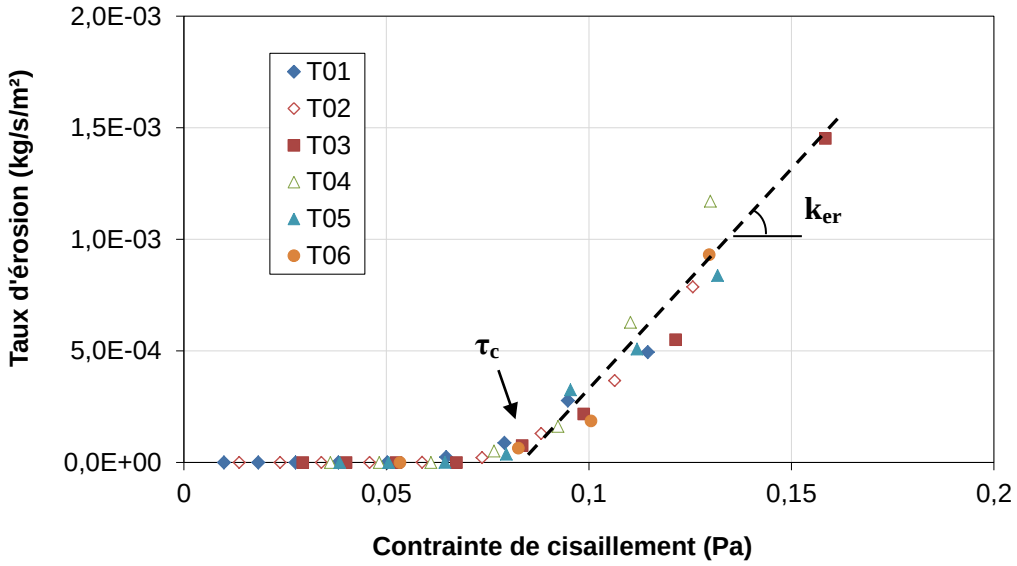


Figure III-31 : Taux d'érosion moyen du palier en fonction de la contrainte de cisaillement moyenne à l'interface. Résultats de 6 essais sur du sablon de l'Isère au contact du gravier G2.

Dans le cas d'une érosion de surface d'un sol fin transporté par suspension, ce résultat peut s'interpréter par une loi d'érosion à seuil de la forme suivante initialement proposée par Ariathurai et al. (1978) :

$$\begin{cases} \epsilon = k_{er}(\tau - \tau_c) \; si \; \tau > \tau_c \\ \epsilon = 0 \; si \; \tau \leq \tau_c \end{cases} \quad \text{(III.17)}$$

La cinétique du processus est dans ce cas exprimée par un taux d'érosion ϵ (kg/s/m²) qui dépend linéairement de l'excès de contrainte de cisaillement à l'interface par rapport à la contrainte critique pour ce sol. Si la contrainte de cisaillement est inférieure à la contrainte critique, le taux d'érosion est nul. Deux paramètres sont ici nécessaires pour caractériser la sensibilité à l'érosion du sol : une contrainte critique d'initiation de l'érosion τ_c (Pa) et un coefficient d'érosion k_{er} (Pa) caractérisant la cinétique du processus. D'autres lois ont été proposées, où le taux d'érosion est fonction de puissances plus élevées de l'excès de contrainte de cisaillement, sans que cette hypothèse ne donne de résultats plus probants qu'une simple loi linéaire (Knapen, et al., 2007).

Dans l'exemple de la Figure III-31, on identifie une contrainte seuil τ_c de l'ordre de 0,085Pa, et un coefficient d'érosion k_{er} = 2,0.10^{-2} s/m. Cette méthode a été utilisée pour caractériser les sols fins testés pour lesquels le charriage était négligeable. En effet, comme cela a déjà été abordé, l'apparition d'une nappe de charriage entraîne un phénomène de saturation de l'écoulement en particules transportées et le taux d'érosion ne peut plus être déterminé.

Sol testé	Coefficient d'érosion x 10^{-3}(s/m)
Limon d'Orly	5 à 25
Kaolinite	0,3 à 0,5
Sablon de l'Isère	15 à 30

Tableau III-6 : Ordre de grandeur des coefficients d'érosion pour les différents sols testés

On constate dans le Tableau III-6 que les coefficients d'érosion sont relativement dispersés entre et 3.10^{-4} et 3.10^{-2} s/m. La hiérarchie de sensibilité à l'érosion identifiée sur les seuils d'initiation d'érosion se retrouve respectée pour les coefficients d'érosion.

Néanmoins, cette méthode d'analyse de la cinétique d'érosion soulève une question dans le contexte de l'EC. Comme relevé au §4.2, les taux d'érosion mesurés durant les essais évoluent avec le temps, avec d'abord un pic de turbidité, puis une décroissance. La valeur prise en compte dans la figure précédente est le taux moyen d'érosion durant un palier de 30 minutes. A cause de l'évolution temporelle, cette valeur serait différente pour un palier de durée différente. Une solution vient à l'esprit, celle de prendre en compte le taux d'érosion après le pic initial de turbidité. En effet, qualitativement, le taux d'érosion semble tendre assez

rapidement vers une valeur stable une fois le pic initial passé. Pour valider cette analyse, des essais de plus longue durée ont été mis en place.

4.6 Evolution avec le temps

Des essais de longue durée ont été menés sur des couples Sablon de l'Isère/G1. Ils avaient pour deuxième objectif d'étudier l'influence éventuelle de la longueur de l'interface érodée sur le processus. Trois essais ont été réalisés avec une mise en place similaire mais avec une longueur exposée à l'érosion différente (15, 40 et 62 cm). Un palier de longue durée a été effectué à une vitesse supérieure à la vitesse critique d'initiation de l'érosion (2,4 cm/s). L'évolution du taux d'érosion en fonction du temps est visible sur la Figure III-32. On constate que :

- le taux d'érosion continue à diminuer avec le temps sur une durée bien plus longue que les 30 premières minutes. A la fin de l'essai, l'érosion semble même s'arrêter.

- les taux d'érosion mesurés pour les 3 essais sont du même ordre de grandeur, indiquant qu'il n'y pas d'influence marquée de la longueur de l'interface. Cela confirme l'absence de saturation de l'écoulement en particules transportées, ce qui valide l'utilisation d'un taux d'érosion par mètre carré et d'une relation du type (IV.1) pour caractériser la cinétique d'érosion du Sablon de l'Isère.

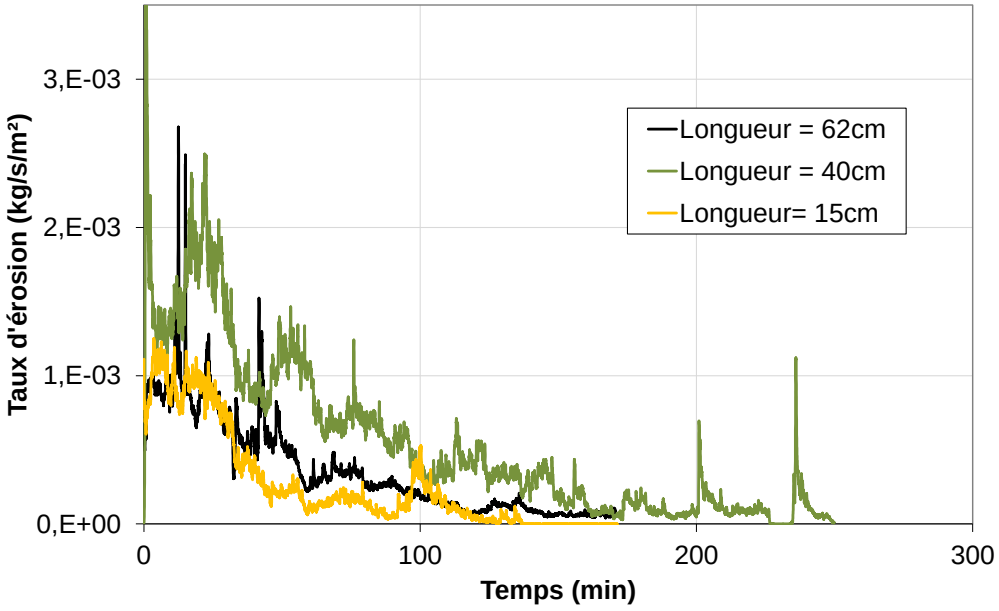


Figure III-32 : Evolution du taux d'érosion avec le temps pour 3 essais sur le couple Sablon de l'Isère/G1.

La décroissance du taux d'érosion avec le temps peut s'expliquer par un tri granulométrique au niveau de l'interface d'érosion. Le Sablon de l'Isère est un sol à granulométrie étendue et on a pu constater visuellement qu'une ségrégation s'opérait en surface du sol. Les particules les plus grossières présentes dans le sol ne sont pas transportées

et s'accumulent à la surface. A partir d'une certaine épaisseur érodée, elles deviennent majoritaires à la surface et l'érosion s'arrête. C'est un processus classique en érosion à surface libre et largement documenté (Parker, 2006). Cette hypothèse a pu être validée par des mesures de distribution granulométrique à la surface du sol fin à la fin de l'essai (Figure III-33) qui montrent une érosion préférentielle des particules fines du sol et une accumulation de particules grossières à la surface.

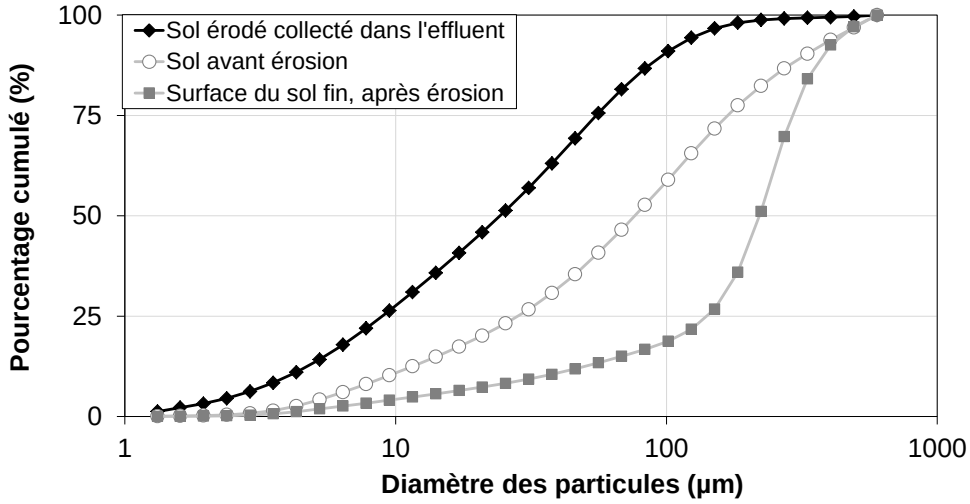


Figure III-33 : Granulométrie du Sablon de l'Isère avant érosion, après érosion et particules érodées.

Un autre essai de longue durée a été réalisé sur le Sablon de l'Isère mais écrêté au tamis de 112µm, de manière à supprimer toutes les particules grossières responsable du pavage de surface, particules identifiées grâce aux mesures granulométriques (Figure III-33). Effectivement, on n'observe plus de décroissance temporelle (Figure III-34) mais, dans un premier temps, une augmentation, suivie d'une stabilisation de l'érosion. A la fin de l'essai, la profondeur érodée atteint 4 cm par endroits, ce qui induit de fortes modifications de la géométrie de l'interface et montre les limites du dispositif expérimental.

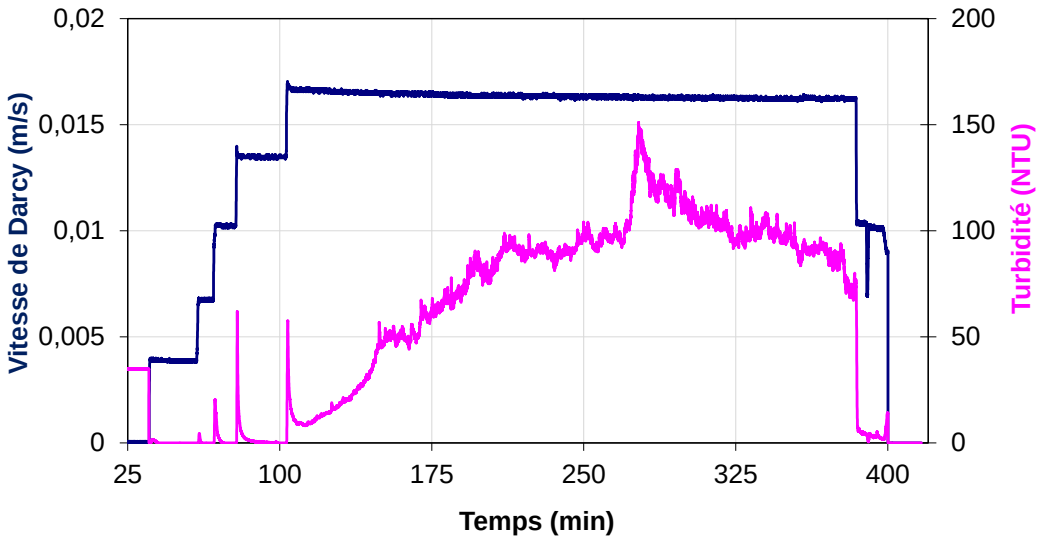


Figure III-34 : Evolution de la vitesse et de la turbidité avec le temps durant un essai d'EC sur du Sablon de l'Isère écrêté au tamis à 112µm.

4.7 Comparaison des résultats avec d'autres dispositifs d'érosion

4.7.1 Essais d'érosion de conduit rectangulaire

Des essais d'érosion de conduit rectangulaire ont été menés dans le dispositif décrit précédemment (*Cf.* §3). Il a été modifié de manière à pouvoir remplacer la couche de gravier grossier à travers laquelle se fait la majorité de l'écoulement par un espace libre de faible épaisseur (15mm). Le but est de comparer les seuils d'initiation de l'érosion provoquée par un écoulement en milieu poreux et par un écoulement dans un conduit rectangulaire de taille équivalente à celle des pores du sol grossier.

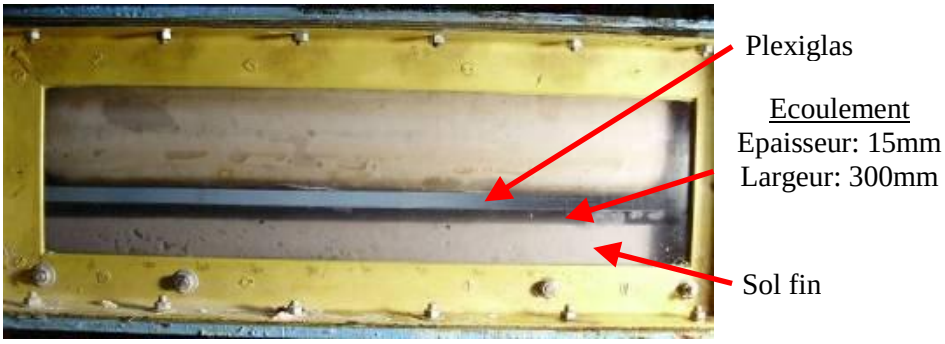


Figure III-35 : Dispositif expérimental modifié pour les essais d'érosion de conduit rectangulaire

	Sable NE34
Erosion de conduit rectangulaire	
Vitesse d'initiation de l'érosion	0,199 m/s
Contrainte de cisaillement τ_c	0,16 Pa
τ_c déduit de la courbe de Shields	0,2 Pa
Erosion de contact	
Vitesse de pore d'initiation de l'érosion	0,035 m/s
Contrainte de cisaillement τ_c (d'après relation (III.12))	0,07 Pa

Tableau III-7 : Résultats des essais d'érosion de conduit

On constate, suite à ces essais, que la contrainte seuil d'initiation de l'érosion obtenue avec ce dispositif est similaire à celle déduite du diagramme de Shields, ce qui valide le protocole expérimental. La vitesse nécessaire pour l'initiation dans cette configuration est largement supérieure (rapport 6) à la vitesse de pore provoquant l'érosion dans le cas de l'EC. Cet écart s'explique par la différence entre les deux écoulements, l'un très tortueux dans le cas de l'EC, l'autre rectiligne pour ces essais. En terme de contraintes de cisaillement au moment de l'initiation, on retrouve un rapport 2 à 3 entre les contraintes avec cette configuration et celles avec une couche de gravier.

Un essai supplémentaire a été fait avec le sable NE34 en ajoutant simplement un seul gravier dans le conduit. La vitesse moyenne nécessaire à l'érosion de particules autour du gravier diminue alors à 8 cm/s. En ajoutant une ligne transversale complète de gravier, la vitesse moyenne d'initiation est alors de 3,5 cm/s, tout à fait comparable à la vitesse seuil d'EC dans la couche de gravier. Les phénomènes observés sont dans ce cas similaire au phénomène d'affouillement en rivière avec une accélération de l'écoulement à proximité d'un obstacle. Ces essais confirment le rôle fondamental des caractéristiques de l'écoulement en milieu poreux dans le cas de l'EC par rapport à un écoulement à surface libre.

4.7.2 Campagne d'essais croisés du projet national ERINOH

Dans le cadre du projet national ERINOH, des essais croisés ont été conduits entre les différents laboratoires partenaires du projet. L'objectif de ces essais est de comparer les résultats de sensibilité à l'érosion obtenus grâce à des dispositifs expérimentaux caractérisant des types d'érosion interne différents avec des sols testés identiques. Si les paramètres de sensibilité à l'érosion mesurés sont des paramètres intrinsèques du sol, ils devraient être identiques dans les différents dispositifs.

Les sols testés, ainsi que les paramètres caractérisant leur état au moment de l'essai sont résumés dans le Tableau III-8.

Essais communs	Teneur en eau initiale (%)	Poids volumique sec (g/cm^3)	Pression de confinement (kPa)
Kaolinite-5% / NE34-95%	5,8	1,6	15
Kaolinite-25% / NE34-75%	9	1,6	15
Kaolinite-30% / NE34-70%	9,8	1,6	15
Illite-5% / NE34-95%	10	1,6	15
Limon d'Orly	16	1,52	

Tableau III-8 : Sols testés lors des essais croisés

Ces sols ont été testés au sein des dispositifs d'érosion interne présentés dans le Chapitre I :

- Erosion de trou, ou HET (CEMAGREF Aix en Provence et IFSTTAR Paris, anciennement LCPC)
- Suffusion (GeM Saint Nazaire et LOMC Le Havre)
- Erosion de contact (LTHE)

Les essais de suffusion ont une particularité : c'est uniquement la fraction argileuse qui est érodée alors que c'est l'ensemble du sol qui est concerné pour l'érosion de trou et l'EC (sauf apparition de tri granulométrique, C*f.* §4.6). D'autre part, l'écoulement est laminaire pour ces essais de suffusion alors qu'il est turbulent pour l'érosion de trou et intermédiaire pour l'EC. On peut noter que les valeurs de contrainte seuil pour les essais de suffusion sont calculées avec la relation proposée par Reddi, sans correction (voir Chapitre II). A ces résultats ont été ajoutés des essais d'érosion de surface réalisés au Jet Erosion de Test par la société Géophyconsult. Les sols testés sur ce dispositif sont le sable NE34 pur, le Sablon de l'Isère et le Limon d'Orly. Les essais ont été interprétés en faisant l'hypothèse de la validité de la loi d'érosion (IV.1).

Les résultats sont représentés sur la Figure III-36 en classant les sols du moins résistant au plus résistant d'après les résultats de l'essai d'EC. On constate une grande dispersion des valeurs, mais on peut noter que la hiérarchie établie par l'essai d'EC est respectée pour les autres dispositifs, à l'exception du HET du LCPC qui classe le mélange à 5% d'Illite plus résistant que celui à 25% de Kaolinite.

Deux groupes se démarquent, d'un côté les deux dispositifs HET et le JET, de l'autre les deux essais de suffusions et nos essais d'EC. Le premier groupe se caractérise par une érosion due à un écoulement dans un milieu libre : soit un conduit pour le HET, soit un milieu à surface libre pour le JET. Au contraire, le deuxième groupe se caractérise par un écoulement en milieu poreux responsable de l'érosion. On retrouve les valeurs les plus faibles pour nos essais d'EC, suivis des deux essais de suffusion dont les résultats sont relativement cohérents, puis les résultats de HET et de JET, supérieurs d'une à deux décades. Cet écart marqué peut éventuellement s'expliquer par la différence de type d'écoulement générant l'érosion, entre un écoulement turbulent dans un milieu libre pour le HET et le JET et un écoulement en milieu

poreux, laminaire ou inertiel pour les essais de suffusion et d'EC. Pour ce deuxième groupe, le calcul d'une contrainte de cisaillement représentative au sein du milieu poreux pose problème, comme évoqué largement au Chapitre II. Nous avons conclu au §4.4.3 que l'utilisation de la relation proposée par Wörman pour calculer la contrainte au sein du milieu poreux, corrigée par les paramètres β_w et β_i, donnait des résultats cohérents avec le critère de Shields. Cependant, il apparaît que cette méthode de calcul ne permet pas d'obtenir des valeurs de contrainte seuil identiques entre les essais de HET et ceux d'EC. La variabilité spatiale des contraintes de cisaillement pour l'essai d'EC est une explication possible de cette différence, les valeurs extrêmes de contraintes de cisaillement pouvant être 3 à 5 fois supérieures à la valeur moyenne (voir Chapitre II).

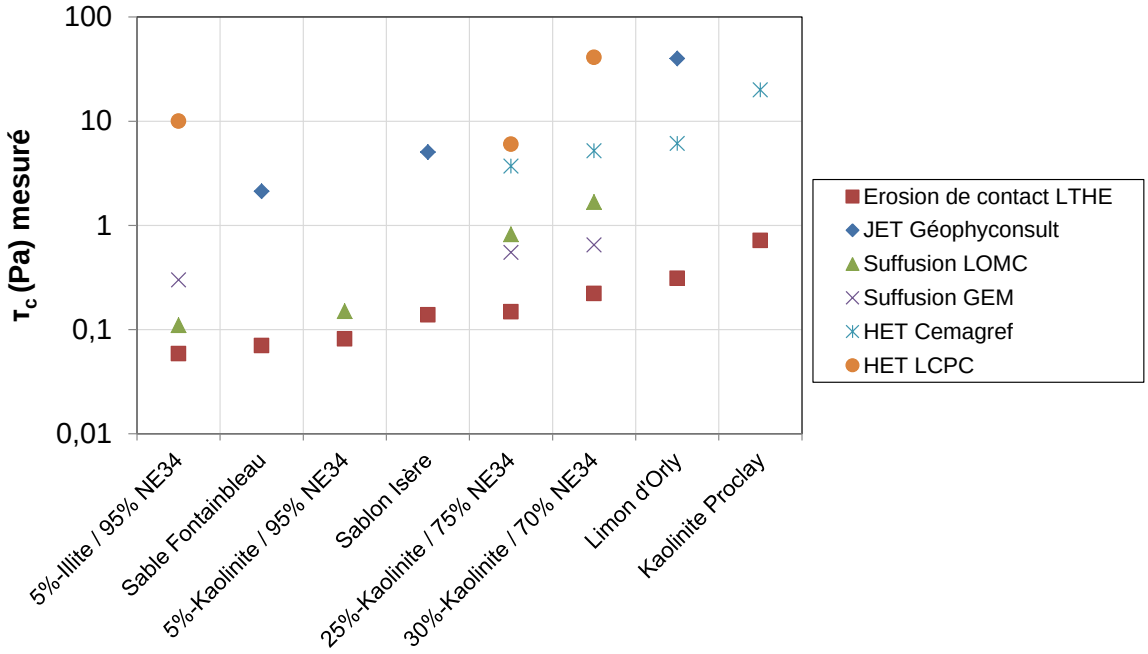


Figure III-36 : Contrainte de cisaillement critique mesurée par les différents dispositifs.

	EC LTHE	JET Géophy.	HET CEMAGREF	HET LCPC	Suffusion LOMC	Suffusion GEM
5%-Kaolinite / 95% NE34	0,081	-	-	-	0,1 à 0,2	-
25%-Kaolinite / 75% NE34	0,15	-	3,7	4,5 à 7,5	0,82	0,4 à 0,7
30%-Kaolinite / 70% NE34	0,22	-	5,2	30 à 52	1,67	0,5 à 0,8
5%-Illite / 95% NE34	0,059	-	-	10	0,12 à 0,19	0,3
Limon d'Orly	0,31	39 à 42,6	6,1	-	-	-
Sable de Fontainebleau	0,07	1,85 à 2,4	-	-	-	-
Sablon de l'Isère	0,14	2,6 à 7,5	-	-	-	-
Kaolinite Proclays	0,71	-	~20	-	-	-

Tableau III-9 : Contrainte de cisaillement critique mesurée par les différents dispositifs.

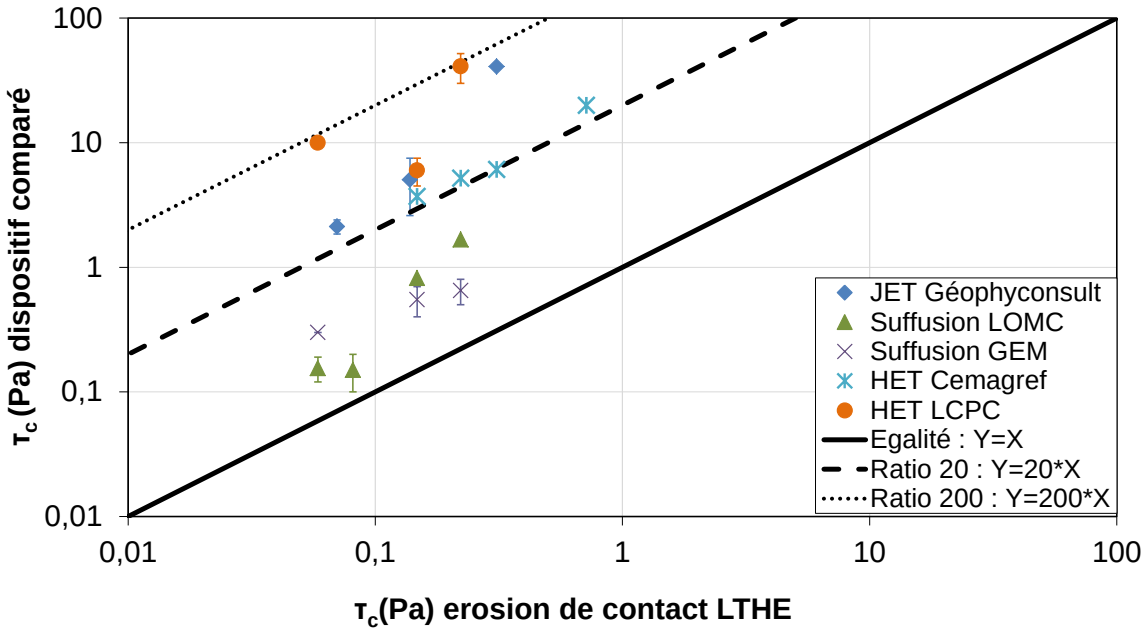


Figure III-37 : Contrainte de cisaillement critique mesurée par les différents dispositifs (Pa)

En comparant nos résultats avec les différents dispositifs (Figure III-37), il apparaît que les valeurs mesurées dans notre dispositif :

- sont légèrement inférieures à celles obtenues dans les essais de suffusion,
- ont un rapport de l'ordre de 20 avec les résultats obtenus au HET du Cemagref,
- ont un rapport de 20 à 200 avec les résultats de JET et du HET du LCPC.

Il est remarquable que pour 3 sols différents (Limon d'Orly, mélange à 25 et 30% de Kaolinite) la multiplication de la valeur obtenue durant l'essai d'EC par un facteur 20 donne une valeur assez précise de la contrainte mesurée au HET.

Le coefficient d'érosion k_{er} est le deuxième paramètre de la loi d'érosion à seuil, qui caractérise la cinétique du processus. Les résultats pour les essais de suffusion n'ont pas été représentés car la détermination d'une surface érodée, nécessaire pour le calcul du coefficient k_{er}, est sujette à caution pour cette configuration. De la même manière que pour la contrainte critique de cisaillement, les résultats obtenus pour ce paramètre ont été classés du plus résistant au moins résistant d'après nos mesures durant l'essai d'EC (Figure III-38). Il apparaît que ce classement n'est pas respecté dans les autres dispositifs. Les valeurs obtenues durant les essais d'EC, de l'ordre de 10^{-2} à 10^{-1} s/m, et varient peu d'un sol à l'autre, à l'exception de la Kaolinite Proclays caractérisée par une valeur nettement plus faible. Ces valeurs sont globalement plus élevées d'une à deux décades par rapport aux résultats des autres dispositifs.

Ceci n'est pas totalement surprenant car la cinétique de l'EC est difficilement comparable avec les autres types d'érosion interne. En effet, comme évoqué précédemment, la cinétique de l'EC est liée à la fois au détachement des particules, mais aussi à leur transport à

travers le sol grossier. D'autre part, l'effondrement progressif des grains de sol grossier modifie fréquemment l'état de l'interface. Enfin, le taux d'érosion évolue avec le temps.

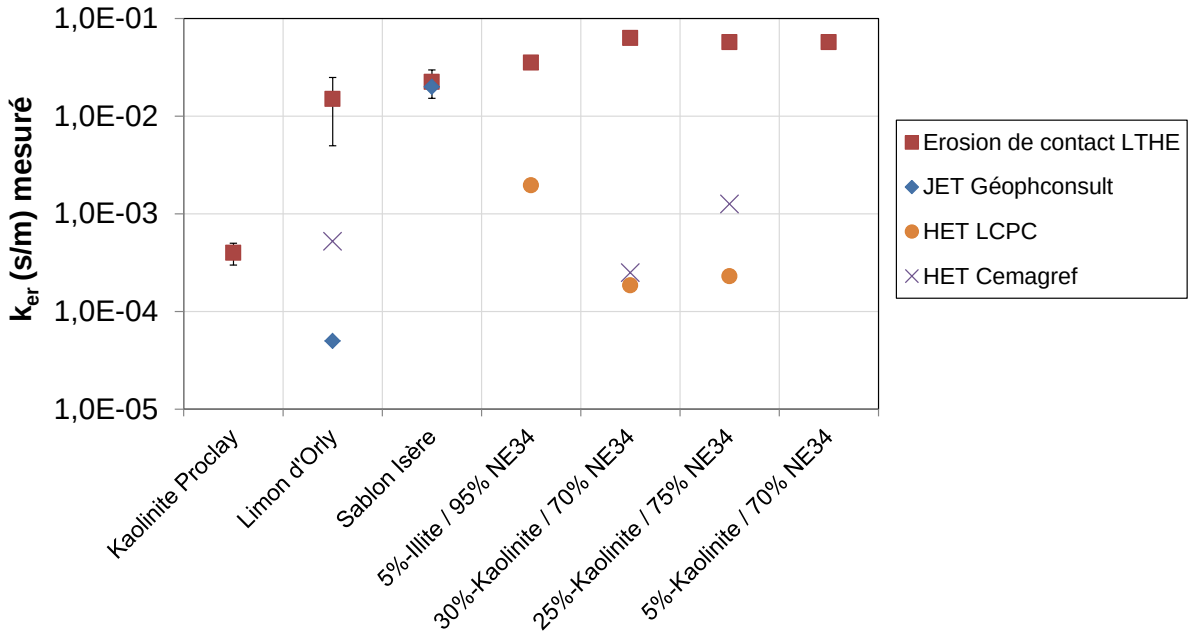


Figure III-38 : Coefficients d'érosion mesurés par les différents dispositifs k_{er}(s/m)

k_{er} x 10^{-3}(s/m)	EC LTHE	JET Géophyconsult	HET CEMAGREF	HET LCPC
5%-Kaolinite / 95% NE34	57	-	-	-
25%-Kaolinite / 75% NE34	57	-	1,26	0,23
30%-Kaolinite / 70% NE34	63	-	0,25	0,185
5%-Illite / 95% NE34	35	-	-	1,96
Limon d'Orly	5 à 25	0,05	0,523	-
Sable Fontainebleau	-	1	-	-
Sablon Isère	15 à 30	20	-	-
Kaolinite Proclays	0,3 à 0,5	-	-	-

Tableau III-10 : Coefficients d'érosion mesurés par les différents dispositifs k_{er}(s/m)

5. Cas de la configuration sol fin sur sol grossier (C2).

La configuration C2, avec une couche de sol fin sur une couche de sol grossier, est une configuration fréquente dans les ouvrages mais peu étudiée jusqu'à présent dans la littérature. La différence avec la configuration C1 est uniquement due à l'inversion du sens de la gravité par rapport à l'interface mais cela modifie pourtant de façon importante les phénomènes en jeu dans le processus d'EC.

5.1 Observations visuelles

Tout d'abord, lors de la mise en eau du modèle, le sol fin a tendance à s'effondrer sous son propre poids dans les pores du sol grossier (Figure III-39). Les particules percolent au sein des grains de la couche grossière jusqu'à ce qu'une constriction suffisamment étroite, ou la formation d'une arche, stoppe la chute des particules. Lors des essais préliminaires pour définir le protocole de mise en place du sol fin, il a été constaté qu'une teneur en eau plus élevée du sol limitait ces effondrements. Cet effet peut être attribué à la cohésion par capillarité existant au sein du sol fin lorsqu'il est humide (avant saturation).

Ces effondrements localisés génèrent l'apparition de cavités au sein de la couche de sol fin. Ces cavités se comblent ensuite par des effondrements successifs du sol fin au-dessus (Figure III-41). La partie du sol fin concernée par ces effondrements se trouve décompactée par le remaniement du sol. Ces zones fragilisées deviennent favorables à la propagation de futurs conduits d'érosion.

Figure III-39 : Effondrements du sol fin dans les graviers à la mise en eau. Sablon de l'Isère à gauche, Limon d'Orly à droite

Ensuite, lors de l'établissement de l'écoulement au sein de l'échantillon, les particules de sol présentes dans les graviers sont rapidement entrainées par l'écoulement, même à vitesse très faible. On retrouve une phase de « lessivage » déjà identifiée dans la configuration C1. En fonction du volume de sol percolé[2] dans les graviers, cette phase de lessivage de la couche de gravier peut durer plusieurs heures.

[2] On utilisera le terme « percolé » pour évoquer le sol fin qui s'introduit dans les graviers

Au niveau de l'interface, d'autres effondrements peuvent avoir lieu, provoqués par la sollicitation de l'écoulement. Les particules issues de ces effondrements peuvent, soit s'accumuler dans les graviers et protéger la cavité de l'écoulement, soit être entrainées par l'écoulement (Figure III-40, Figure III-41). Dans ce dernier cas, la cavité est alors directement connectée aux pores des graviers et devient une zone d'écoulement préférentiel à cause de sa perméabilité élevée par rapport à celle des graviers. Un processus instable s'amorce : le débit et la vitesse de l'eau augmentent dans la cavité, ce qui accélère l'érosion de ses parois et accroît la taille de la cavité (Figure III-43). Finalement, l'agrandissement de la cavité favorise la concentration de l'écoulement dans le conduit au détriment de celui dans la couche de gravier. On assiste à l'apparition d'un renard hydraulique au-dessus de l'interface. Sa progression est facilitée par l'existence de zones décompactées suite aux effondrements initiaux ou par la connexion de plusieurs cavités entre elles. Une grande quantité de sol fin est érodée et entrainée à travers la couche de sol grossier. Dans le cas d'un sol fin à granulométrie étendue, les particules les plus grossières ne peuvent pas transiter à travers les constrictions de la couche de sol grossier et sont bloquées géométriquement à sa surface. En s'accumulant, ces particules forment un pavage similaire à celui identifiée dans la configuration C1 mais attribué, dans ce cas, uniquement à une ségrégation géométrique et non à une ségrégation hydraulique (Figure III-42). Cette couche de particules non transportables isole progressivement la cavité de la couche de gravier. Celle-ci a alors tendance à progresser vers l'amont et l'aval. Mais si les effondrements isolent complètement le conduit de la couche de gravier, l'érosion s'arrête dans le conduit (Figure III-43 dernière vignette). Ce mécanisme a été observé à travers la vitre de la cellule au cours de plusieurs essais, pour différents sols fins plus ou moins cohésifs (Sablon de l'Isère, Limon d'Orly…).

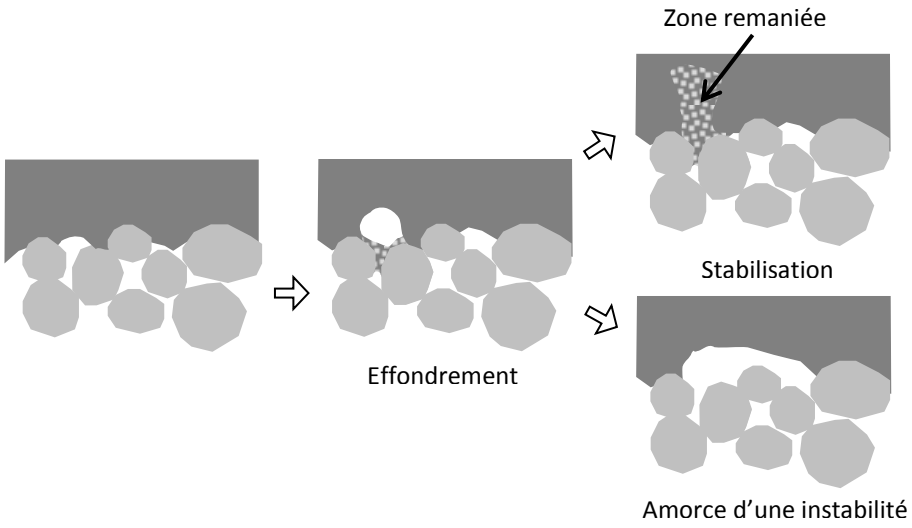


Figure III-40 : Apparition d'une cavité puis effondrement et arrêt de l'érosion ou apparition d'une cavité concentrant l'érosion

Figure III-41 : Apparition d'une cavité puis effondrement

Figure III-42 : Tri granulométrique au-dessus de l'interface entre les deux sols

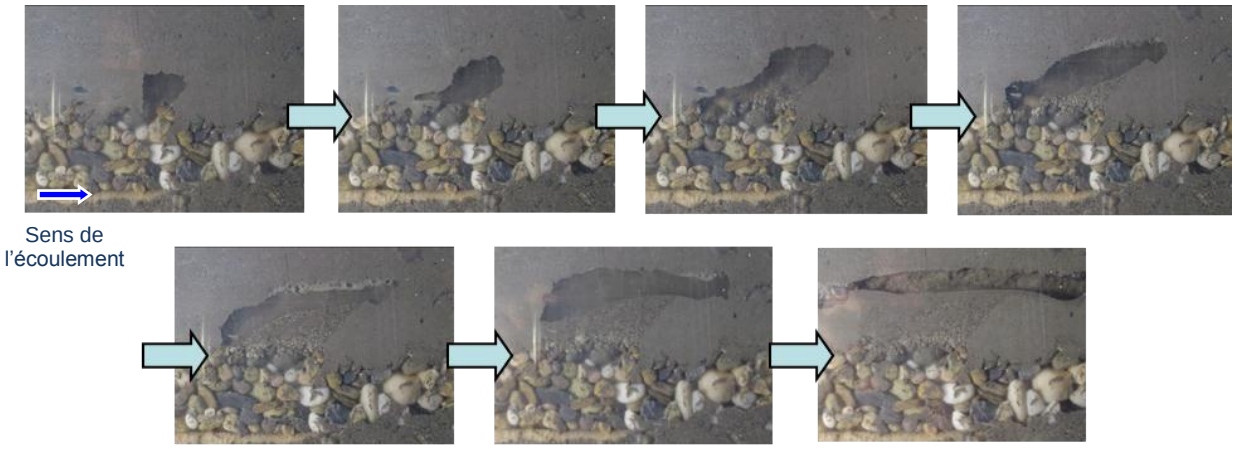


Figure III-43 : Amorce d'un processus instable puis arrêt de l'érosion

5.2 Résultat typique d'un essai d'EC en configuration C2

5.2.1 Sols fins non cohésifs

L'interprétation d'un essai d'EC réalisé avec le sol fin sur le sol grossier est rendue difficile par la combinaison de deux processus : tout d'abord, le nettoyage progressif de la couche de gravier, couche polluée par du sol fin suite à la mise en place (*Cf.* §5.1), puis l'érosion de la couche de sol fin elle-même, suite au creusement de cavités par l'écoulement. La mesure du taux d'érosion obtenue lors de ces essais combine ces deux contributions.

Plusieurs essais ont été conduits avec le Sablon de l'Isère. Pour évaluer la contribution du lessivage du gravier, un essai a servi de référence : après la mise en place du sol fin sur le gravier, celui-ci a été retiré en laissant seulement dans la cellule le sol fin percolé

dans les pores du sol grossier et responsable de sa pollution initiale. La Figure III-44 montre l'évolution de la turbidité pour les différents paliers de vitesse

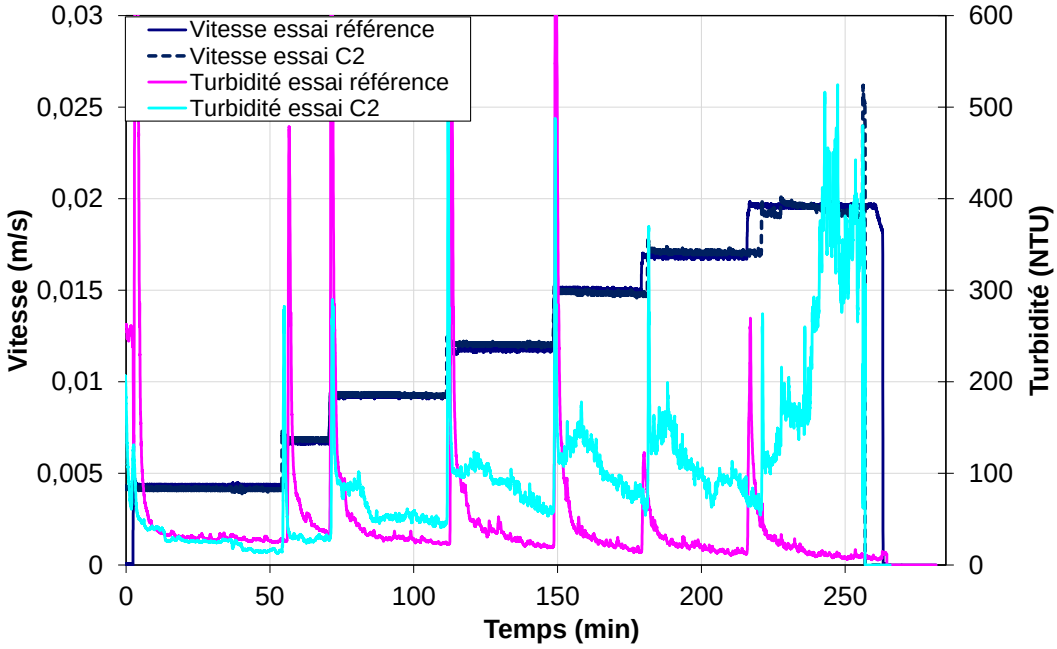


Figure III-44 : Evolution de la turbidité et de la vitesse d'écoulement pour l'essai de référence et un essai sur le Sablon de l'Isère (configuration C2)

En comparant les mesures de turbidité lors de cet essai de référence à celles d'un essai classique où la couche de sol fin est laissée en place, on constate qu'une grande partie de l'érosion mesurée lors des premiers paliers est à attribuer au lessivage de la couche de gravier (Figure III-44). On observe d'ailleurs des pics de turbidité suivis de décroissances exponentielles similaires à ce qui était constaté dans la configuration C1. Les deux courbes de turbidité sont voisines jusqu'à 1 cm/s ce qui indique que la majorité de l'érosion provient du lessivage des graviers. Ensuite, la turbidité mesurée dans l'essai C2 devient sensiblement supérieure à celle de l'essai de référence, montrant qu'une partie non négligeable du sol érodé provient de l'érosion de la couche de sol fin. On remarque alors une diminution de l'érosion avec le temps. Au contraire, à partir de 2 cm/s, on observe son augmentation jusqu'à une stabilisation de la turbidité à une valeur bien plus élevée que pour l'essai de référence. Ce palier correspond à la formation de conduits dans la couche de sol fin, à l'origine de très fortes érosions : le processus devient instable (C*f.* §5.1).

Un essai de plus longue durée a été mené sur le Limon d'Ampuis, sol sablo-limoneux de caractéristiques similaires au Sablon de l'Isère, pour étudier l'évolution temporelle de l'érosion pour des durées de paliers supérieures à 30min (Figure III-45, Figure III-46). Une première phase de lessivage est observée au 1er palier, puis, dès le deuxième palier à 1 cm/s, une forte érosion est provoquée par l'apparition de cavités dans le limon. Un conduit de grande taille se forme au 3ème palier, à partir d'une zone de l'interface qui avait été remaniée

par des effondrements successifs. Ce conduit s'isole ensuite de l'écoulement dans les graviers. La formation de ces conduits engendre une alternance de diminutions et d'augmentations du gradient, provoquées respectivement par la perméabilité plus élevée du conduit par rapport au gravier et le colmatage des graviers par les matériaux transportés. A la fin du 3ème palier, le conduit a été en grande partie comblé et la turbidité tend vers 0, malgré de nouveaux pics d'érosion générés par d'autres effondrements locaux à l'interface. La dernière augmentation de débit provoque une très forte érosion et la réouverture du conduit dans le limon. La stabilité apparente observée à la fin du 3ème palier ne résiste pas à l'augmentation de sollicitation hydraulique.

Figure III-45 : Observations réalisées durant l'essai de longue durée sur le Limon d'Ampuis (configuration C2)

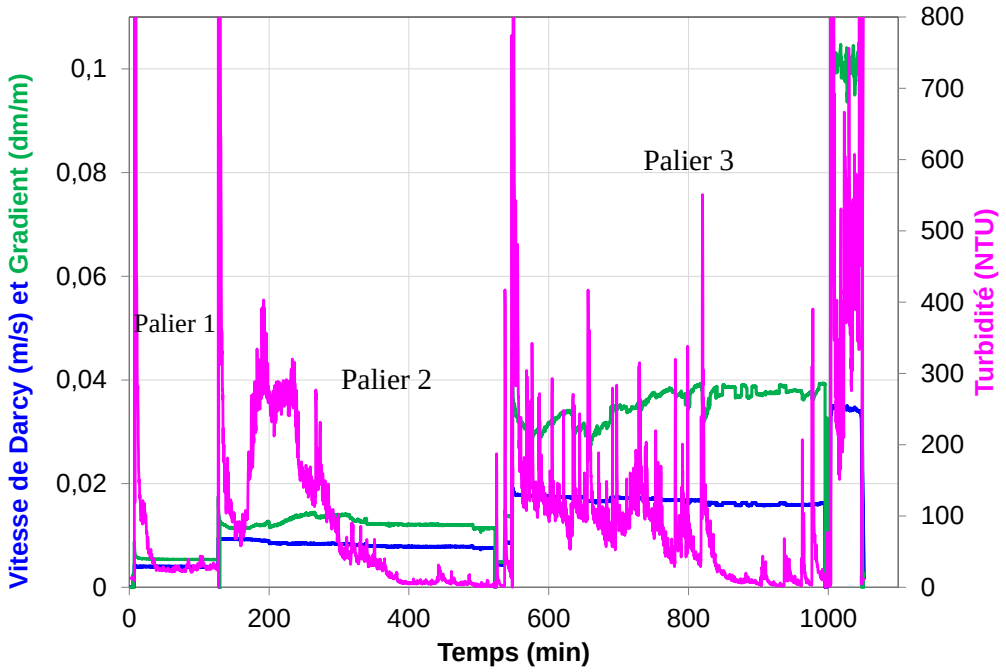


Figure III-46 : Evolution de la turbidité, de la vitesse d'écoulement et du gradient au cours de l'essai de longue durée avec le limon d'Ampuis (configuration C2).

5.2.2 Sols fins cohésifs

Des essais ont aussi été effectués avec le Limon d'Orly, sol plus cohésif. La quantité de sol percolée initialement dans les graviers est dans ce cas plus limitée mais aussi plus résistante. On retrouve pour ces essais des pics de turbidité initiaux suivis de décroissances exponentielles (Figure III-47). Néanmoins, on ne mesure pas de phase de croissance de l'érosion avec le temps, synonyme de formations de cavités. Le Limon d'Orly paraît stable, même à la vitesse maximale du dispositif : 10 cm/s. A la fin de l'essai, les graviers apparaissent complètement nettoyés du limon percolé à la mise en place (Figure III-48). La couche de sol fin paraît visuellement intacte, sans zones fragilisées ou remaniées.

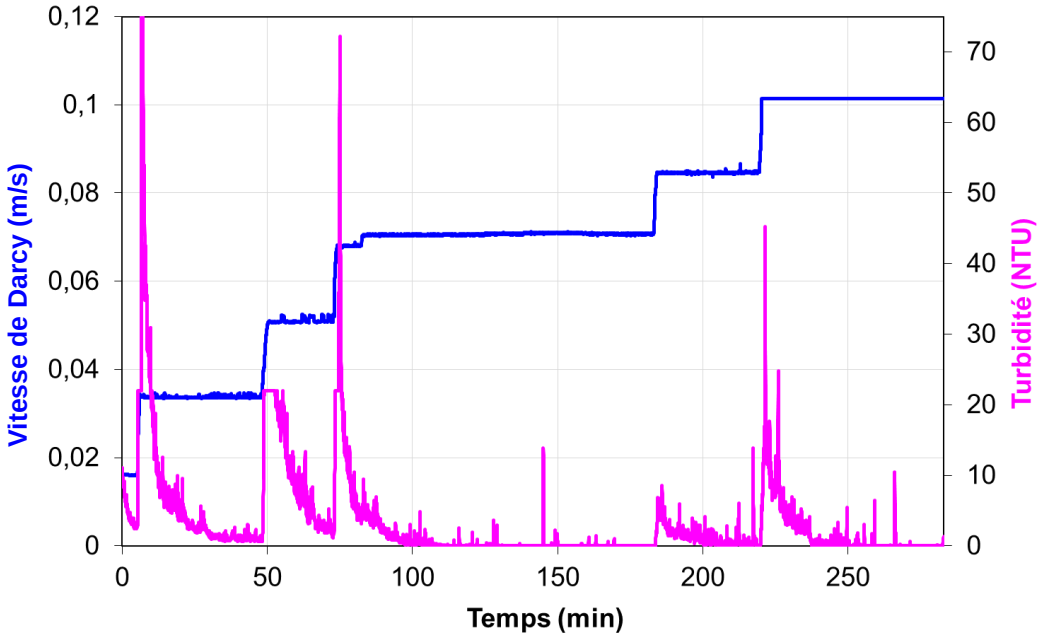


Figure III-47 : Evolution de la vitesse de Darcy et de la turbidité durant un essai d'EC sur le couple Limon d'Orly/G2 (Configuration C2)

Figure III-48 : Etat de l'interface à la fin de l'essai sur le couple Limon d'Orly/G2

Lors d'un essai avec le Limon de Valabrègue, limon légèrement cohésif, on a pu noter la formation d'un renard hydraulique similaire à ceux observés pour les sols non cohésifs (Figure III-49, Figure III-50). La première partie de l'essai, jusqu'à 410 minutes, correspond à une phase de lessivage des graviers. Ensuite de 420 à 480 minutes, il se forme des petites cavités au-dessus de l'interface mais le taux d'érosion décroît avec le temps. Néanmoins, après l'arrêt de l'essai durant une nuit (l'échantillon est resté saturé) puis la reprise de l'essai le lendemain, on assiste à une augmentation marquée de ce taux d'érosion (malgré une reprise à une vitesse légèrement plus faible que la veille). Elle est confirmée visuellement par l'apparition d'un conduit dans la couche de limon cohésif. Un processus instable s'est amorcé, apparemment facilité par l'interruption de l'essai.

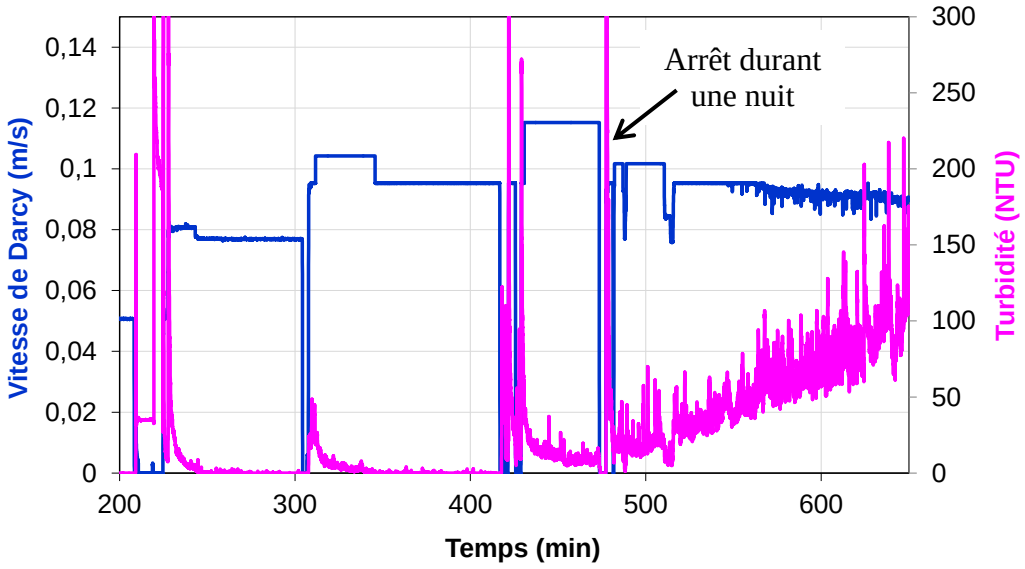


Figure III-49 : Evolution de la turbidité et de la vitesse d'écoulement au cours d'un essai sur le couple Limon de Valabrègue / G2 (configuration C2)

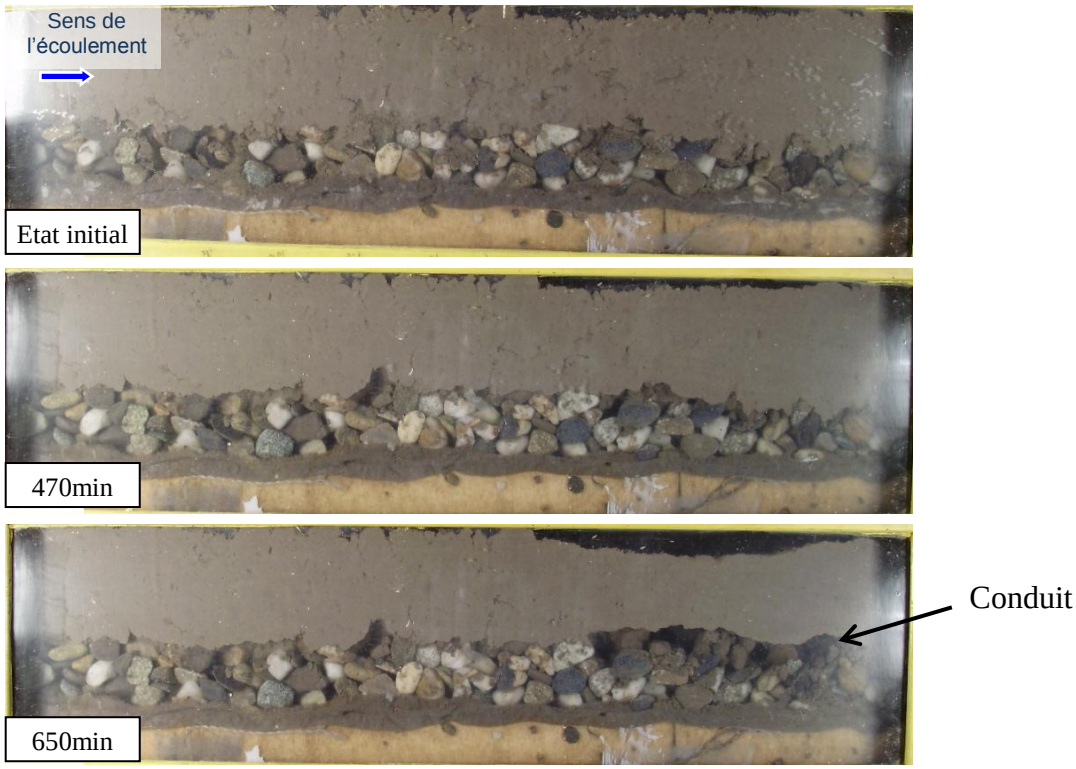


Figure III-50 : Observations de l'interface lors d'un essai sur le couple Limon de Valabrègue / G2 (configuration C2)

5.3 Détermination d'un seuil d'initiation de l'érosion et comparaison avec la configuration C1

La détermination d'un seuil d'initiation de l'érosion dans cette configuration est bien moins évidente que dans la configuration C1. Comme évoqué précédemment, dès la mise en eau, pour une vitesse nulle, des effondrements ont lieu dans la couche de sol fin au-dessus de l'interface. Ensuite, pour une vitesse très faible, de l'ordre du mm/s, un transport non négligeable de particules se met en place, lié au lessivage du sol percolé dans les graviers. Néanmoins l'intensité de ce transport décroît avec le temps.

Un premier seuil d'initiation de l'érosion est ensuite identifié lorsqu'on assiste au creusement de nouvelles cavités dans le sol fin, générant des effondrements successifs. Le sol est donc remanié par endroits. Des tassements se propagent jusqu'à la surface de l'échantillon. Le taux d'érosion augmente en début de palier puis a tendance à diminuer avec le temps. Ce seuil peut s'identifier visuellement par la formation de cavités à l'interface,ou d'après la mesure de turbidité lorsque celle-ci ne suit plus la tendance de l'essai de référence avec une décroissance exponentielle du transport avec le temps (Figure III-44).

Un deuxième seuil est repéré lorsqu'on observe la formation de conduits à travers la couche de sol fin, provoquant de très fortes érosions. La perméabilité globale de l'échantillon est modifiée par l'existence de ces conduits. Un processus instable se met en place :

- l'érosion agrandit le conduit qui draine alors une plus grande part de l'écoulement
- les vitesses à l'intérieur du conduit augmentent ce qui accroît la vitesse d'érosion des parois et la taille du conduit.

Ces conduits sont rapidement de l'ordre de grandeur d'épaisseur de la couche de sol fin. La taille et la forme de la cellule du dispositif influence alors leur développement et l'essai n'est plus représentatif.

Ces deux seuils ont été identifiés visuellement ou d'après l'évolution temporelle de la turbidité lors des essais réalisés sur des limons cohésifs ou non. Ils ont été représentés sur la Figure III-51 de façon conjointe avec les seuls résultats de la littérature dans cette configuration, ceux de Schmitz (2007). Les valeurs numériques de nos résultats sont aussi disponibles dans l'Annexe 3. Le seuil qu'il identifie lors de ses essais correspond à une brusque augmentation de la masse érodée qui correspondrait plutôt à notre deuxième seuil, celui de formation des conduits.

Les résultats sont remarquablement cohérents avec les essais dans la configuration opposée (C1) malgré des phénomènes observés différents. Le premier seuil, de formation de cavités à l'interface, est néanmoins identifié avec le Sablon de l'Isère et le Limon d'Ampuis pour des vitesses plus faibles que dans la configuration C1, de l'ordre de 1 cm/s.

Les résultats obtenus par Schmitz (2007) sont par contre globalement inférieurs à ceux que nous avons obtenus pour les limons. Cette différence peut provenir des effets de la cohésion, fonction de nombreux paramètres, ou alors du protocole de chargement. En effet, Schmitz (2007) réalise des paliers beaucoup plus longs (24h) que les nôtres.

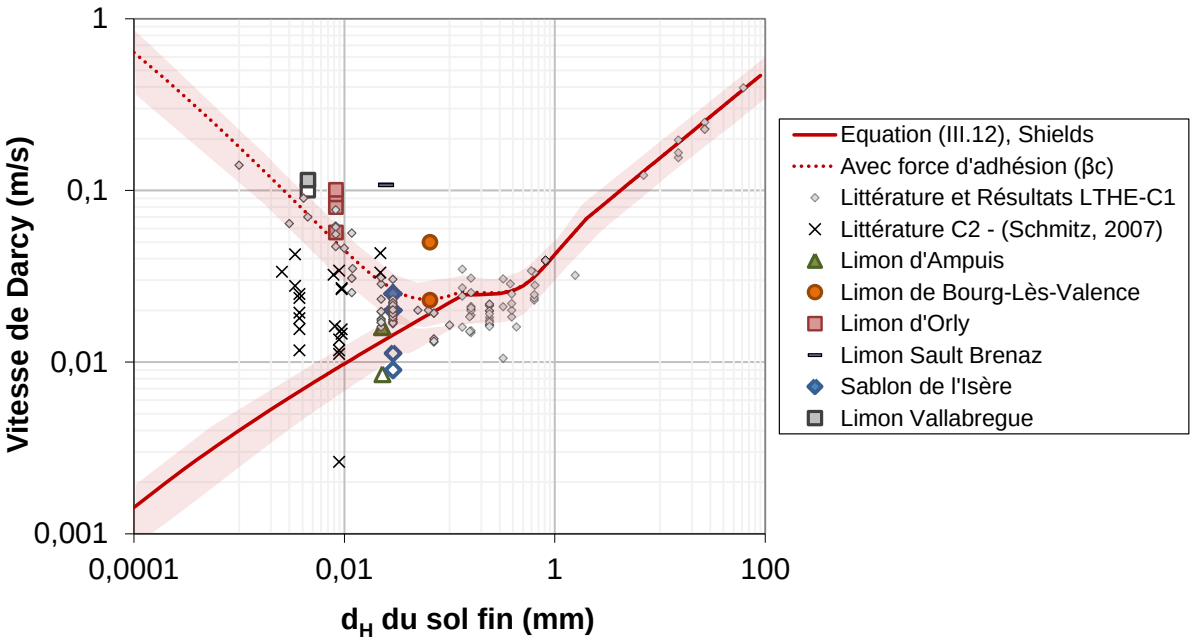


Figure III-51 : Vitesses critiques d'initiation de l'érosion dans la configuration C2. Symbole vide : le seuil de formation de cavités au-dessus de l'interface. Symboles pleins : le seuil de formation d'un conduit dans le limon.

Dans le cas de sols cohésifs, où les forces d'adhésion entre particules sont dominantes devant la gravité, cette dernière n'a que peu d'influence sur l'érosion et il est cohérent de trouver un résultat similaire dans les deux configurations. Dans le cas de sols non cohésifs, on a vu que des effondrements ont lieu dès la mise en eau. Néanmoins, l'érosion de la couche de sol fin nécessite une évacuation des particules au fur et à mesure qu'elles percolent dans la couche de gravier. Si ce n'est pas le cas, elles forment des arches entre les grains du sol grossier et le processus se stabilise. Le transport de ces particules percolées, lorsqu'elles reposent dans un pore de la couche de sol grossier, peut-être modélisé par un seuil d'érosion similaire à celui de Shields. L'écoulement est néanmoins différent, c'est l'écoulement au cœur de la couche de sol grossier qu'il faut prendre en compte et non au niveau de l'interface avec le sol fin. Comme évoqué au Chapitre II, il faut donc considérer une contrainte 2 fois plus élevée que celle au niveau de l'interface, ce qui explique des vitesses critiques légèrement plus faibles dans cette configuration.

Le développement des conduits d'érosion est lui très difficile à modéliser. Il dépend, en effet, de l'effondrement ou non de la cavité de départ, qui est conditionné par la résistance mécanique du sol fin saturé et la stabilité de l'arche qui s'est mise en place. La progression du conduit dépend ensuite des caractéristiques de l'écoulement au sein de celui-ci. Elles sont fonction du gradient global, de la taille de la cavité, de sa localisation dans la cellule, mais aussi de la disposition des graviers au niveau de son entrée et de sa sortie qui peuvent créer des pertes de charges singulières non négligeables. La prédiction de ce deuxième seuil est donc rendue difficile par la complexité des phénomènes en jeu. Dans un objectif opérationnel,

la prédiction du premier seuil peut être suffisante car il définit des conditions d'initiation du côté de la sécurité. La modélisation du deuxième seuil est donc, dans ce contexte, non indispensable.

5.4 Effet de bord

Lors du démontage de l'essai, l'état de la surface de l'échantillon nous renseigne sur la localisation de l'érosion. Si des conduits sont apparus ils provoquent des tassements importants qui se retrouvent à la surface. Lors des premiers essais, la majorité de ces tassements étaient localisés sur les côtés de la cellule, comme illustré par la Figure III-52. Cette localisation sur les côtés peut être attribuée à l'existence de vitesses d'écoulement plus élevées au contact de la paroi mais aussi à l'appui apporté par la paroi verticale au sol fin. En effet, si un éventuel conduit se forme à l'interface à proximité de la paroi latérale, la contrainte appliquée par la vessie va pouvoir être reprise par effet voûte sur la paroi, et ainsi éviter l'effondrement. Un conduit peut donc se développer plus facilement à cet endroit. Cet effet de bord est a priori aussi présent pour les essais de Schmitz (2007), d'après les illustrations fournies.

Une couche de graviers plus fins a, pour cette raison, été ajoutée sur les côtés, sur 4cm de largeur, de manière à diminuer fortement les vitesses d'écoulements et ainsi localiser l'érosion au centre de la cellule (Figure III-53). Les éventuels conduits sont, alors, trop éloignés des parois latérales pour s'y appuyer. L'inconvénient de cette méthode est qu'il n'est plus possible d'observer l'érosion à l'interface par la vitre latérale. Par contre, les conduits sont effectivement recentrés dans la cellule, ce qui évite a priori toute influence d'un effet de bord (Figure III-54).

Des essais sur le Limon de Bourg-Lès-Valence et celui de Sault-Brenaz, avec ou sans des graviers fins sur les côtés pour éviter les effets de bords, ont donné des résultats similaires en terme de vitesse d'initiation de l'érosion. L'influence de cet effet de bord reste donc limitée.

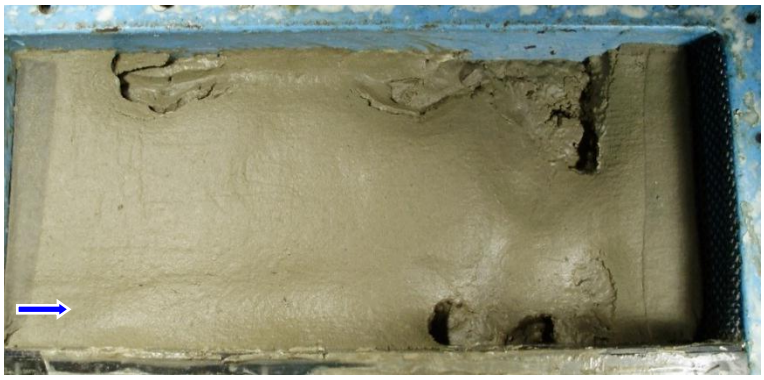


Figure III-52 : Etat de la surface de l'échantillon au démontage, érosion localisée sur les côtés (essai réalisé avec un gravier unique sur toute la largeur)

Figure III-53 : Vue de dessus de la couche de gravier durant le montage. Gravier fin ajouté sur les côtés pour éviter les effets de bord

Figure III-54 : Etat de la surface de l'échantillon au démontage, érosion au centre de la cellule. Essai réalisé avec du gravier fin sur les côtés pour éviter les effets de bords)

6. Conclusions

Un nombre important d'essais d'EC à l'échelle de l'échantillon ont été réalisés sur des sols variés grâce à un dispositif expérimental permettant le suivi de la progression de l'érosion à l'interface en fonction d'un débit imposé dans l'échantillon.

Les observations, permises par la vitre latérale, ont confirmé avec la configuration C1 que des phénomènes similaires au transport solide en rivière étaient en jeu. Les résultats obtenus ont mis en évidence l'existence d'une vitesse critique d'initiation de l'érosion, fonction du type de sol fin, mais peu influencée par le sol grossier à partir du moment où ses constrictions sont suffisamment grandes pour laisser passer les particules de sol fin. En-dessous de cette vitesse critique, une érosion transitoire est cependant possible, liée au transport des particules les plus exposées et/ou moins résistantes, mais elle s'arrête rapidement. Cette vitesse critique étant déterminée sur des essais de courte durée avec, dans notre cas, des paliers de 30 minutes, nous avons étudié l'influence de durées d'érosion plus longues. Nous avons pu constater que, pour des sols à granulométrie étendue, le taux d'érosion diminue ensuite avec le temps suite à une ségrégation hydraulique et géométrique du sol fin à l'interface.

Toutefois, les vitesses critiques de nos essais de courte durée sont cohérentes avec les résultats publiés pour des sols sableux. Une relation a d'ailleurs été proposée pour prédire cette vitesse critique en utilisant le critère de Shields et en calculant la contrainte de cisaillement à l'interface avec les expressions présentées dans le Chapitre II et issues de nos mesures. Nos essais ont particulièrement porté sur des sols plus fins que les sables, non évoqués dans la littérature. On a montré que les lois existantes pouvaient être extrapolées aux sables-limoneux non cohésifs. Dans le cas de sols cohésifs, la résistance du sol à l'érosion est fortement accrue, ce qui n'est pas pris en compte par les lois existantes. Nous avons donc proposé une correction empirique permettant modéliser cet effet, correction qui donne une estimation relativement fidèle des vitesses critiques mesurées lors de nos essais.

Pour quantifier la cinétique du processus d'érosion, il existe des modèles dans le cas d'un transport par charriage de sols sableux mais rien pour des sols plus fins, transportés par suspension. Nous avons donc proposé d'utiliser une loi d'érosion linéaire à seuil, classique pour l'érosion en rivière. Les paramètres caractéristiques de la sensibilité à l'érosion (τ_c et k_{er}), obtenus dans nos essais, ont été comparés avec d'autres types d'érosion interne (suffusion, érosion de trou…) pour des sols fins identiques dans le cadre d'essais croisés du projet ERINOH. Les contraintes critiques que nous avons obtenues hiérarchisent les sols de la même manière que les autres dispositifs. Pourtant, les valeurs, bien que similaires aux essais de suffusion, s'écartent d'un facteur 20 à 200 pour les essais au HET et JET. Les différences entre les types d'écoulement des dispositifs et la variabilité de la sollicitation hydraulique pourraient l'expliquer en partie. Les coefficients d'érosion k_{er} mesurés sont nettement distincts des valeurs produites avec les autres dispositifs et, de plus, ne classent même pas les

sols de la même manière. La progression de l'érosion semble gouvernée par des processus différents dans chaque type d'essais.

La configuration d'un sol fin sur un sol grossier était peu étudiée jusqu'à maintenant. Nous avons observé que les processus en jeu sont, dans ce cas, différents de ceux de la configuration sol grossier sur fin. Les essais sont complexes à interpréter car les résultats obtenus intègrent deux phénomènes : l'entrainement des particules percolées dans les graviers à la mise en place et à la mise en eau ainsi que l'érosion de la couche de sol fin elle-même. La définition d'un seuil d'érosion n'est pas évidente car des effondrements ont lieu à l'interface dès la mise en eau, sans écoulement. Néanmoins, nous avons identifié une première vitesse seuil correspondant à l'apparition de nouvelles cavités dans le sol fin, au-delà de la vitesse provoquant l'entrainement de la majorité des particules percolées au sein du sol grossier. Cette vitesse d'entrainement est similaire à la vitesse critique de la configuration C1. On retrouve effectivement que les vitesses seuils mesurées avec la configuration C2 sont cohérentes avec celles de la configuration C1. Après la formation de ces cavités, on assiste à l'apparition de conduits au sein de la couche de sol fin. Ce dernier processus est instable et, dès leur apparition, ces conduits se développent jusqu'à atteindre la taille de la cellule. Ils peuvent éventuellement être stoppés par une ségrégation géométrique du sol entraînant la formation d'une couche filtre à l'interface de manière similaire à ce qui était observé dans la configuration C1.

En conclusion, le dispositif expérimental d'EC mis en place permet de caractériser le comportement d'un couple sol grossier/sol fin par une vitesse critique d'initiation de l'érosion, dans 2 configurations. Ce seuil est sensible à la durée de l'essai, car, d'un côté, des érosions transitoires apparaissent sur des durées très courtes, et, de l'autre, des modifications de la granulométrie du sol fin et de la géométrie de l'interface modifient le processus pour des durées longues. L'évolution de l'érosion avec le temps est donc une clé de l'interprétation de ces essais. Dans la configuration C1, lorsque le sol fin possède une granulométrie étendue, le taux d'érosion décroît avec le temps et la vitesse critique mesurée par un essai de courte durée se situe a priori du côté de la sécurité. Un modèle stochastique est d'ailleurs proposé dans le Chapitre IV pour interpréter plus fidèlement l'essai d'EC avec cette configuration. Dans le cas d'un sol fin sur un sol grossier, un processus instable, caractérisé par une augmentation du taux d'érosion avec le temps, a été observé plusieurs fois. Dans ce contexte, l'interprétation d'un essai de courte durée doit se faire avec prudence car l'initiation de ce processus instable pourrait se produire pour des durées plus longues que celle de l'essai, entraînant une forte érosion en deçà de la vitesse critique mesurée. Cependant, ces essais ont montré pour les sols testés qu'une vitesse minimum du même ordre de grandeur que la vitesse critique de la configuration C1 était nécessaire pour cette amorce.

Au sein d'un ouvrage réel, on peut toutefois imaginer la formation de conduits, menant à une augmentation du taux d'érosion avec le temps, même dans la configuration C1. En effet, après l'érosion d'une partie du sol fin, la couche de sol grossier peut éventuellement

rester en place, sans s'effondrer, grâce à un effet voûte au sein d'une couche de gravier de grande épaisseur ou grâce à une légère cohésion apportée par des processus chimiques ou biologiques. Dans ce cas de figure, la cavité créée dans la couche de sol fin n'est pas comblée par le sol grossier et un conduit d'érosion peut s'amorcer.

CHAPITRE IV : MODELISATION STOCHASTIQUE DE L'ESSAI D'EC

1. Introduction

L'EC est générée par la sollicitation d'un écoulement en milieu poreux exercée sur des particules potentiellement mobiles. Un écoulement en milieux poreux est caractérisé par une grande variabilité spatiale de ses caractéristiques, et donc de la sollicitation qu'il exerce sur les particules (*Cf.* Chapitre II). A partir d'un nombre de Reynolds de grain l'ordre de 130, la sollicitation devient aussi variable dans le temps, avec l'apparition de turbulences locales. D'un autre côté, le sol érodé est composé de particules de différentes tailles, formes, rugosités et compositions chimiques, qui peuvent leur procurer des résistances à l'érosion très variables. En modélisant l'EC, il faut donc réussir à rendre compte d'un phénomène contrôlé par des paramètres soumis à une forte variabilité spatiale et parfois temporelle.

Bien que se basant sur les grandeurs moyennes de l'écoulement, les modèles d'EC présentés dans le Chapitre III prennent implicitement en compte cette variabilité par le biais des paramètres empiriques utilisés. Par exemple, la vitesse critique mesurée lors des essais d'EC ne correspond pas à la vitesse de l'écoulement qui peut entraîner un grain, mais bien à la vitesse moyenne nécessaire pour que la vitesse locale dépasse la condition d'entrainement sur un certain pourcentage de l'interface, pourcentage lié à la définition du seuil choisie. Ainsi, dans l'expression proposée par Bezuijen et al. (1987) pour prédire la vitesse critique d'initiation de l'érosion, cette différence entre vitesse moyenne et vitesse générant effectivement l'érosion est prise en compte par le coefficient empirique e.

Néanmoins, ces modèles ne permettent pas de modéliser l'érosion lorsqu'elle est peu développée et qu'elle se limite au détachement et au transport de quelques particules ou agrégats isolés. Ce type d'érosion est observé en-dessous du seuil d'érosion, lorsque l'on mesure un pic transitoire d'érosion. On note alors une évolution marquée du taux d'érosion avec le temps, que l'on retrouve aussi pour les vitesses plus élevées (*Cf.* Chapitre III). Cette évolution temporelle n'est pas représentée par les modèles empiriques présentées précédemment.

Lorsque l'on s'intéresse à des ouvrages hydrauliques, généralement soumis à une circulation d'eau de faible intensité mais sur des périodes de plusieurs des années, il est pourtant nécessaire de modéliser correctement l'EC à ces faibles sollicitations, ainsi que son évolution dans le temps.

Une modélisation stochastique permet de prendre en compte les particularités du phénomène liées à la variabilité des paramètres, en représentant cette variabilité par des distributions statistiques. Des modélisations statistiques ont d'ailleurs été utilisées depuis de nombreuses années par différents auteurs dans le contexte de l'érosion à surface libre. Dans le

contexte de l'érosion de contact, Den Adel et al. (1994) ont proposé un modèle statistique pour représenter l'érosion d'un sable sous un gravier. Néanmoins, ce modèle est limité aux sols transportés par charriage et il ne prend en compte que la variabilité temporelle de la sollicitation liée aux turbulences.

Nous proposons ici une modélisation stochastique du processus d'EC avec pour objectifs de :

- représenter explicitement la variabilité des grandeurs en jeu, pour comprendre son influence sur l'érosion et essayer de relier les paramètres empiriques d'ajustement à des grandeurs physiques,

- modéliser le processus d'érosion pour de faibles sollicitations, lorsque des particules sont détachées de façon erratique et transitoire,

- prendre en compte l'évolution temporelle des paramètres ainsi que l'influence de l'histoire du chargement hydraulique du sol.

Dans un premier temps nous réaliserons un état de l'art des modélisations statistiques existantes de l'érosion à surface libre et de l'EC, puis nous présenterons la modélisation que nous avons choisie en détaillant les distributions statistiques attribuées à chaque paramètre. Ensuite, nous comparerons les résultats de ce modèle avec ceux des essais sur sols réels présentés au Chapitre III et nous étudierons l'influence des différents paramètres du modèle sur le résultat obtenu.

2. Etat de l'art : modélisations stochastiques de l'érosion

2.1 Erosion en rivière

Lorsque l'érosion est peu intense, on observe généralement le détachement et le transport de particules, ou d'agrégats isolés, de façon relativement erratique. Une approche statistique paraît par conséquent intuitivement bien adaptée à ce phénomène et déjà, en 1950, une théorie basée sur une approche probabiliste de la trajectoire des particules en saltation a été établie par Einstein (1950). De façon similaire, dans le cas de sols cohésifs, Partheniades a proposé une loi d'érosion basée sur la probabilité pour la contrainte de cisaillement exercée sur le sol de dépasser une valeur critique (Partheniades, 1965). Ce type de modélisation nécessite de définir la distribution de probabilité de la contrainte de cisaillement exercée sur le sol par l'écoulement. Dans le contexte d'un écoulement à surface libre, Partheniades avait supposé simplement une distribution normale de la contrainte exercée au fond. Des techniques modernes de mesures et de simulation numérique ont permis de constater que cette distribution était généralement asymétrique (Obi, et al., 1996) et bien ajustée par une loi de type log-normal (Cheng, et al., 2003a ; Wu et al., 2003). La forme de la distribution est fonction de l'intensité de la turbulence et peut-être modifiée par la présence d'obstacles à proximité (Cheng, et al., 2003b ; Cheng, 2006). Ces modèles permettent de prendre en compte la variabilité temporelle de la sollicitation exercée sur le sol, variabilité liée à la turbulence de l'écoulement.

En suivant une logique similaire en ce qui concerne la résistance du sol à l'érosion, des distributions de la contrainte seuil d'érosion ont été proposées par différents auteurs. Cette variabilité de la résistance peut provenir, pour un sol non cohésif, de la distribution de tailles de grains (Kleinhans, et al., 2002), de la position du grain par rapport à ses voisins et de son degré d'exposition à l'écoulement (Cheng, et al., 2003c), ou encore de la forme des grains. Dans le cas de sols cohésifs, des paramètres minéralogiques, chimiques, électrostatiques et biologiques vont ajouter un grand nombre de sources de variabilité supplémentaires à cette résistance (Grabowski, et al., 2011).

Pour définir un seuil d'initiation d'érosion en prenant en compte cette variabilité des paramètres en jeu, Grass a proposé dès 1970 d'utiliser des valeurs caractéristiques des paramètres égales à la valeur moyenne à laquelle on ajoute ou retranche γ fois l'écart-type. Ce paramètre γ est déterminé par la valeur du transport solide que l'on associe au seuil d'érosion. Le seuil est ainsi rencontré lorsque la valeur caractéristique de résistance est égale à la valeur caractéristique de sollicitation (Grass, 1970).

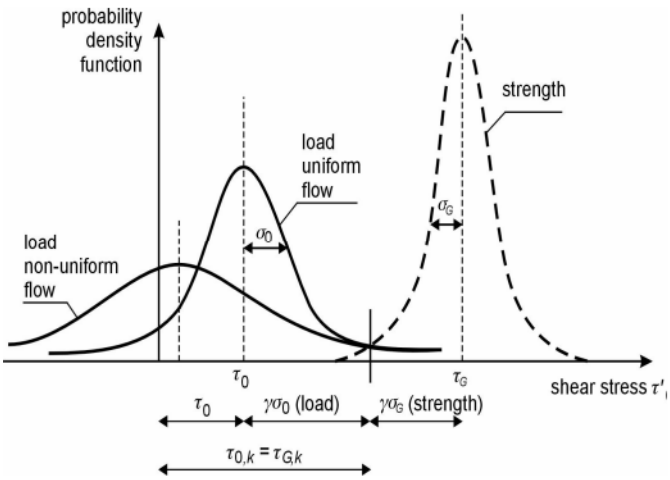


Figure IV-1 : Concepts de valeur caractéristiques de sollicitation et de résistance. Figure extraite de (Grass, 1970).

Ce principe des valeurs caractéristiques permet de s'affranchir de la connaissance précise de la forme de la distribution statistique. En effet, la moyenne et l'écart-type de la distribution suffisent à caractériser un paramètre et sa variabilité. Cependant, cette modélisation ne permet pas de prendre en compte l'évolution temporelle de l'érosion.

Cette évolution a en effet été constatée dans le cas de sols fins cohésifs. Lors d'essais d'érosion de surface, deux types de comportement ont été mis en évidence :

- Le type I est rencontré lorsque l'érosion décroît dans le temps pour une sollicitation constante. Ce type d'érosion peut être rencontré lorsque la résistance à l'érosion augmente avec la profondeur, comme cela est fréquent dans les zones de dépôts sédimentaires.

- Le Type II correspond à un taux d'érosion constant dans le temps (Amos, et al., 1992; Van Prooijen, et al., 2010). Lors de nos essais, nous avons constaté une diminution de ce taux avec le temps (*Cf.* Chapitre III). Cette diminution de l'érosion pourrait correspondre au type I, mais les caractéristiques de notre sol testé ne sont a priori pas dépendantes de la profondeur du fait de notre méthode de mise en place (i.e. le sol est installé par couches successives compactées de 2cm d'épaisseur). L'évolution temporelle que nous constatons semble donc plutôt liée à une non-uniformité du sol en surface, comme proposé par Van Prooijen et al. (2010).

Si l'on considère un sol non uniforme en surface, on imagine intuitivement que les particules les moins résistantes sont érodées préférentiellement tandis que les particules résistantes restent en place. On assiste donc rapidement à une concentration plus forte à la surface en particules plus résistantes et ainsi à une diminution du taux d'érosion avec le temps. C'est le phénomène observé lors de l'apparition d'un tri granulométrique de matériaux granulaires en rivière (Blom, et al., 2006).

En suivant ce principe, Van Prooijen et al. (2010) ont proposé une modélisation stochastique de l'érosion. Ils attribuent une distribution asymétrique à la contrainte de

cisaillement de l'écoulement exercée au fond, et une distribution gaussienne à la contrainte critique de résistance. La distribution gaussienne de résistance est tronquée à zéro, de manière à supprimer les valeurs négatives qui n'ont pas de sens physique. Une couche active est considérée à la surface du sol, soumise à l'érosion et alimentée par le substrat. Cette couche active possède une épaisseur constante, et la quantité de sol érodée est équilibrée par une alimentation par le substrat. Cette couche active est divisée en classe de résistance de sol. Pour chaque classe, à chaque pas de temps, la quantité érodée est estimé d'après une loi d'érosion à seuil classique (IV.1). La quantité de sol provenant du substrat dans une classe donnée est fonction de la distribution statistique de résistance dans le substrat.

Cette modélisation permet de représenter de façon satisfaisante l'évolution temporelle du taux d'érosion de deux essais dans des canaux annulaires (Amos, et al., 1992; Jacobs, et al., 2010). L'érosion se produit principalement dans les classes les moins résistantes. Celles-ci deviennent donc, au fil de l'essai, négligeables devant les classes plus résistantes : la distribution statistique de résistance en surface se décale vers des valeurs plus élevées et le taux d'érosion global diminue.

2.2 Erosion de contact

Dans le contexte de l'érosion de contact, une forte variabilité spatiale, liée à l'écoulement en milieux poreux, s'ajoute à la variabilité temporelle de l'écoulement en rivière. Au contraire, les fluctuations temporelles sont plus faibles et limitées aux seules situations où le nombre de Reynolds de grain est supérieur à 130.

Un premier modèle statistique a été développé par Den Adel et al. (1994). Ce modèle est détaillé au Chapitre III, §2.4. Ce modèle est adapté à l'EC d'une couche de sable sous une couche de gravier, transportée par charriage, et permet de prédire l'évolution du taux de transport de sable avec la vitesse moyenne de l'écoulement. Une distribution log-normal des vitesses au sein du milieu poreux est prise en compte, mais en se référant uniquement à la variabilité temporelle de la vitesse, liée à l'apparition de turbulence, sans prendre en compte explicitement la variabilité spatiale de l'écoulement. Il n'y a plus de seuil d'érosion, le détachement d'une particule pour de très faibles vitesses est peu probable mais possible. Les résultats obtenus sont cohérents avec des résultats expérimentaux, malgré une difficulté à prédire les faibles taux de transport. Néanmoins, cette modélisation ne peut pas, en l'état, être appliquée à des sols fins transportés en suspension, et ne prend pas en compte d'évolution temporelle des caractéristiques du sol : le taux de transport ne dépend pas du temps.

Une modélisation stochastique de l'érosion de contact d'un sable sous une couche de granulats grossiers a aussi été proposée par Wörman et Xu (2001). L'objectif de ce modèle est de prendre en compte l'influence de l'hétérogénéité de la couche grossière, suite à des problèmes techniques de mise en place et de ségrégation, plutôt que d'étudier la variabilité du processus d'érosion à l'échelle du pore. Les distributions statistiques des propriétés de la couche grossière (porosité, granulométrie) sont intégrées dans un modèle global, prenant en

compte les lois d'écoulement du fluide ainsi que les lois d'érosion et de transport des sédiments (*Cf.* Chapitre III §2.4, Wörman, et al. (1992)). Ce modèle est appliqué à un cas concret, celui de l'érosion d'un canal de fuite d'un barrage, protégé par un revêtement granulaire. L'EC a lieu, dans ce cas, à l'interface entre le sol et le revêtement granulaire. Les résultats obtenus montrent que l'augmentation de l'hétérogénéité du matériau grossier entraîne une concentration de l'érosion à l'aval du barrage, et donc une moins grande propagation de l'affouillement. Ce modèle peut aussi être utilisé dans une optique d'analyse du risque de rupture de l'ouvrage par surverse.

3. Principe du modèle proposé

3.1 Loi d'érosion, distribution des paramètres en jeu

Lors des observations que nous avons réalisées du phénomène d'EC (*Cf.* Chapitre III), nous avons constaté l'apparition d'une érosion transitoire sous le seuil d'initiation de l'érosion. Cette érosion correspond visuellement au détachement et au transport de particules isolées. Comme détaillé au §2, une approche possible de ce processus est de considérer l'érosion d'un point de vue statistique, en prenant en compte la variabilité des paramètres en jeu. Nous avons donc choisi d'utiliser un modèle statistique pour interpréter l'essai d'EC à l'échelle de l'échantillon, en s'inspirant du modèle proposé par Van Prooijen et al. (2010) en rivière.

Tout d'abord, une loi d'érosion locale doit être choisie pour modéliser le détachement d'un élément de la surface du sol. Nous avons opté pour la loi d'érosion linéaire à seuil présentée au chapitre précédent (*Cf.* Chapitre III §4.6.) :

$$\begin{cases} \epsilon = k_{er}(\tau - \tau_c) \; si \; \tau > \tau_c \\ \epsilon = 0 \; si \; \tau \leq \tau_c \end{cases} \quad \text{(IV.1)}$$

Comme évoqué précédemment, outre sa simplicité et son nombre limité de paramètres, cette loi a l'avantage de représenter correctement les taux d'érosion mesurés expérimentalement et d'avoir été utilisée par de nombreux auteurs, ce qui permet une inter-comparaison des résultats. La contrainte seuil τ_c (Pa) représente la sollicitation minimum pour détacher une particule ou un agrégat et le coefficient k_{er} (s/m) caractérise la cinétique du processus. En adoptant une vision statistique du problème, on associe ensuite une densité de probabilité à chacun des paramètres de la loi d'érosion.

3.1.1 Contrainte de cisaillement exercée par l'écoulement

Nous avons pu mesurer expérimentalement la distribution de la sollicitation hydraulique à l'interface τ au sein d'une couche de bille au contact d'une couche de sable (*Cf.* Chapitre II). Nos résultats, ainsi que ceux de la littérature (Magnico, 2003), montrent que cette distribution est a priori peu sensible au nombre de Reynolds de l'écoulement. Néanmoins, elle peut, sans doute, être influencée par la distribution granulométrique et la forme variable des grains d'une couche de gravier par exemple, par rapport aux billes sphériques monodisperses que nous avons utilisées. La proximité d'une interface entre deux milieux poreux peut aussi modifier la forme de cette distribution en fonction de l'agencement des deux tailles de grains à l'interface.

En gardant à l'esprit ces différences éventuelles, nous ferons ici l'hypothèse que la contrainte exercée à l'interface est distribuée conformément aux résultats du Chapitre II. Nous avons constaté que nos mesures de cisaillement pouvaient être ajustées par une loi log-

normale ou une loi exponentielle. Nous utiliserons dans cette modélisation une loi exponentielle, plus facile à manipuler qu'une loi log-normale, et, a priori, justifiée théoriquement (*Cf.* Chapitre II). La densité de probabilité d'une loi exponentielle de moyenne $\langle\tau\rangle$ est définie par :

$$f(x) = \frac{1}{\langle\tau\rangle} \mathrm{e}^{(-x/\langle\tau\rangle)} \tag{IV.2}$$

3.1.2 Contrainte critique et coefficient d'érosion

La contrainte critique nécessaire au détachement d'une particule ou d'un agrégat est fonction de la taille de l'élément, de sa forme, et des forces de contact et d'adhérence qui le lient à ses voisins. Nombre de ces paramètres étant très variables et non mesurables, nous ferons l'hypothèse que la contrainte critique est distribuée selon une loi normale de moyenne $\langle\tau_c\rangle$ et d'écart-type σ_{τ_c} . Néanmoins, des valeurs négatives de τ_c n'ont pas de significations physique, et cette distribution doit donc être tronquée en zéro. La densité de probabilité de la distribution utilisée est ainsi définie par :

$$g(x) = C_g . \frac{1}{\sigma_{\tau_c}\sqrt{2\pi}} . \exp\left(-\frac{(x-\langle\tau_c\rangle)^2}{2\sigma_{\tau_c}^2}\right) \; si \; x > 0$$
$$g(x) = 0 \; si \; x < 0 \tag{IV.3}$$

Avec $C_g = 1\Big/\left(1 - \mathrm{erf}\left(-\frac{\langle\tau_c\rangle}{\sqrt{2}\sigma_{\tau_c}}\right)\right)$, un coefficient permettant de normaliser la loi normale tronquée.

Malgré de nombreuses tentatives présentes dans la littérature, aucune corrélation satisfaisante n'a pu être obtenue entre la contrainte critique τ_c et le coefficient d'érosion k_{er} (Knapen, et al., 2007). Le coefficient d'érosion pourrait donc être considéré, lui aussi, comme distribué selon une autre loi normale indépendante, de moyenne $\langle k_{er}\rangle$ et d'écart-type $\sigma_{k_{er}}$. Néanmoins, à ce stade de la modélisation, ce coefficient sera supposé simplement constant pour limiter le nombre de paramètres.

3.2 Expression analytique de la loi d'érosion globale

Tout d'abord, la distribution de contrainte de cisaillement exercée à l'interface est prise en compte dans la loi d'érosion (IV.1). La moyenne du taux d'érosion ϵ est dans ce cas :

$$\langle\epsilon\rangle = \int_{\tau=\tau_c}^{+\infty} f(\tau) . k_{er}(\tau - \tau_c) \, d\tau \tag{IV.4}$$

$$\langle\epsilon\rangle = k_{er} . \langle\tau\rangle . \exp\left(-\frac{\tau_c}{\langle\tau\rangle}\right) \tag{IV.5}$$

La loi d'érosion globale est donc le produit d'une loi linéaire proportionnelle à $\langle\tau\rangle$, comme pour la loi locale (IV.1), avec un terme exponentiel qui tend vers zéro lorsque $\langle\tau\rangle$ tend

vers zéro, et vers 1 lorsque $\langle\tau\rangle$ tend vers l'infini. Ensuite, en intégrant la distribution normale tronquée de la contrainte de cisaillement critique τ_c, on obtient :

$$\langle\epsilon\rangle = \int_{\tau_c=0}^{+\infty} k_{er}.\, g(\tau_c).\langle\tau\rangle \exp\left(-\frac{\tau_c}{\langle\tau\rangle}\right) d\tau_c \qquad \text{(IV.6)}$$

En faisant le changement de variable $X = \frac{\tau_c - \langle\tau_c\rangle}{\sigma_{\tau_c}} + \frac{\sigma_{\tau_c}}{\langle\tau_c\rangle}$, on trouve :

$$\langle\epsilon\rangle = C_g.\, k_{er}\langle\tau\rangle \exp\left(-\frac{\langle\tau_c\rangle}{\langle\tau\rangle} + \frac{\sigma_{\tau_c}^2}{2\langle\tau\rangle^2}\right)\left(1 - \mathrm{erf}\left(\frac{\sigma_{\tau_c}}{\sqrt{2}\langle\tau\rangle} - \frac{\langle\tau_c\rangle}{\sqrt{(2)}\sigma_{\tau_c}}\right)\right) \qquad \text{(IV.7)}$$

Il est aussi possible de choisir, à la place de la distribution normale tronquée, une distribution uniforme pour la contrainte de cisaillement critique de densité $h(x) = 1/2\sigma_{\tau_c}$ sur l'intervalle $\left[\langle\tau_c\rangle - \sigma_{\tau_c}; \langle\tau_c\rangle - \sigma_{\tau_c}\right]$. Cette distribution est, certes, peu réaliste mais elle permet d'étudier de façon rigoureuse l'influence de la largeur de la distribution. Le taux d'érosion moyen s'exprime alors sous la forme :

$$\langle\epsilon\rangle = k_{er}\langle\tau\rangle \exp\left(-\frac{\langle\tau_c\rangle}{\langle\tau\rangle}\right)\left(\frac{sh\left(\frac{\sigma_{\tau_c}}{\langle\tau_c\rangle}\right)}{\frac{\sigma_{\tau_c}}{\langle\tau_c\rangle}}\right) \qquad \text{(IV.8)}$$

Ces différentes expressions de la loi d'érosion globale, en fonction de la distribution statistique utilisée pour chacun des paramètres, ont été représentées sur la Figure IV-2, pour un paramètre $\alpha = \sigma_{\tau_c}/\langle\tau_c\rangle$ égal à 0,5 ou 1. On constate que la prise en compte d'une distribution exponentielle de sollicitation entraîne la disparition du seuil d'érosion. Le taux d'érosion est très faible lorsque $\langle\tau\rangle/\langle\tau_c\rangle$ est petit, mais néanmoins non nul. Lorsque $\langle\tau\rangle/\langle\tau_c\rangle$ augmente, l'écart entre la loi d'érosion locale et celle prenant en compte les distributions statistiques des paramètres se réduit. En revanche, le choix du type de distribution des contraintes seuil, ainsi que la largeur de cette distribution, ont peu d'influence sur la loi globale, et cela même pour une très forte variabilité (α=1).

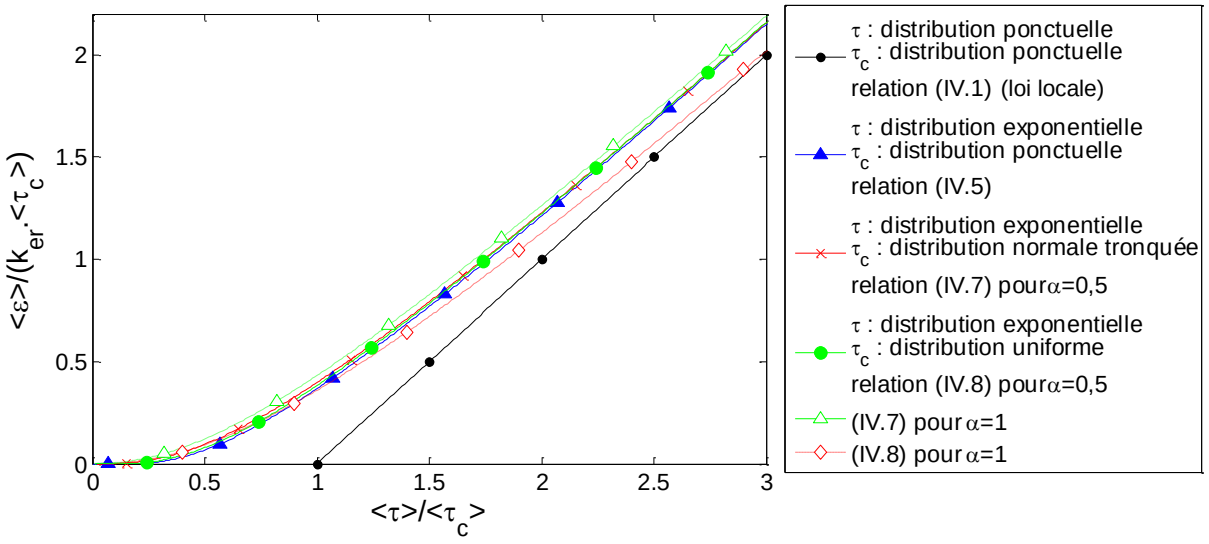


Figure IV-2 : Loi d'érosion globale en fonction des choix pour les distributions statistiques de τ et τ_c.

3.3 Biais sur la détermination expérimentale du seuil d'érosion

Le seuil d'érosion τ_c, ainsi que le coefficient d'érosion k_{er} sont généralement déterminés expérimentalement en ajustant une loi d'érosion linéaire à seuil (*Cf.* équation (IV.1)) sur des mesures expérimentales de taux d'érosion, pour $\langle\tau\rangle > \langle\tau_c\rangle$. Nous avons constaté que la loi d'érosion globale n'est pas linéaire lorsque la sollicitation hydraulique n'est pas homogène, et ceci même dans le cas où la résistance du sol est uniforme (*Cf.* Figure IV-2). Cet ajustement expérimental linéaire peut donc mener à l'identification de valeurs de τ_c et de k_{er} erronées.

Par exemple, en définissant quelques points expérimentaux arbitraires d'après la loi globale d'érosion (dans le cas d'une distribution exponentielle de sollicitation) nous avons pu déterminer une valeur de τ_c nettement inférieure ($\tau_{exp}/\langle\tau_c\rangle$~0,6) à celle de la loi locale (Figure IV-3). L'erreur effectuée sur le coefficient k_{er} est plus faible (sous-estimation de l'ordre de 10%). Au final, l'ajustement expérimental sous-estime, pour $\langle\tau\rangle/\langle\tau_c\rangle < 1$, le taux d'érosion par rapport à la relation (IV.5), et le surestime pour $\langle\tau\rangle/\langle\tau_c\rangle \gg 1$ L'erreur est ainsi dans le sens de la sécurité pour des sollicitations élevées, mais pas pour des sollicitations faibles.

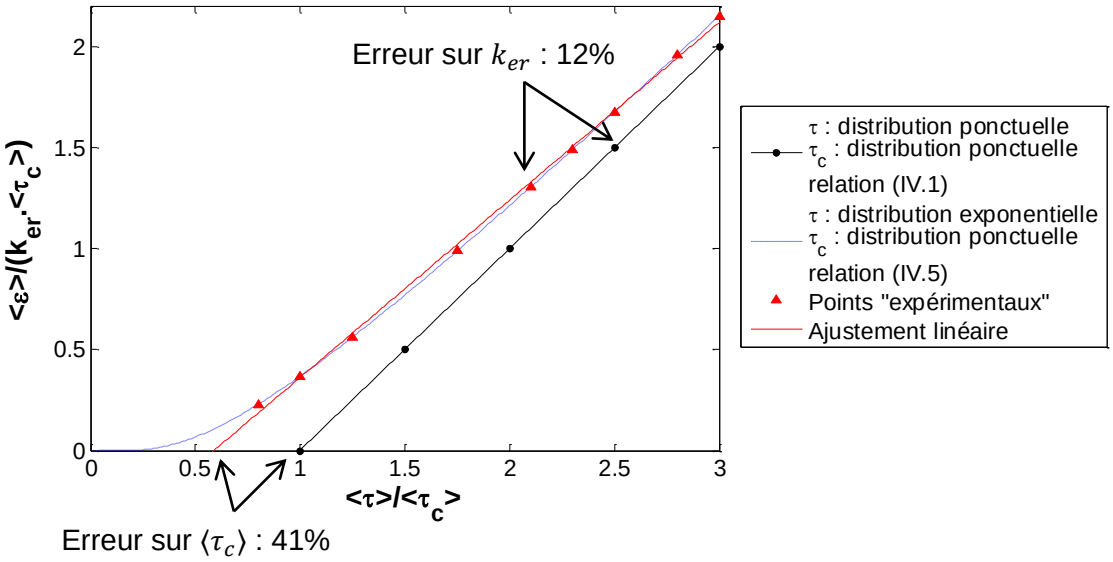


Figure IV-3 : Erreur potentielle sur la détermination expérimentale des paramètres de la loi d'érosion.

3.4 Evolution temporelle

Comme nous venons de le montrer, la prise en compte d'une distribution statistique des paramètres d'entrée modifie notablement la loi d'érosion globale, surtout pour des sollicitations faibles ($\langle\tau\rangle/\langle\tau_c\rangle\sim1$). Ce constat apporte d'ores et déjà une explication aux faibles taux d'érosion mesurés en début d'essai (*Cf.* Chapitre III). Néanmoins, le taux d'érosion prédit par cette loi est fonction uniquement du rapport entre sollicitation hydraulique et résistance du sol et ne dépend pas du temps. Pourtant, nous avons observé durant les essais sur sols réels une nette tendance à la décroissance du taux d'érosion avec le temps qui correspond vraisemblablement à une érosion de type I (*Cf.* §2.1 et Chapitre III). Cette évolution temporelle peut en effet être attribuée à une ségrégation à la surface du sol fin, entraînant une augmentation de la résistance du sol au cours de l'érosion. Les particules les moins résistantes et/ou les plus exposées sont détachées et entrainées préférentiellement avec pour conséquence une accumulation en particules plus résistantes à la surface.

Pour prendre en compte cette évolution temporelle, nous avons choisi d'utiliser une modélisation stochastique, de manière similaire au modèle proposé par Van Prooijen (*Cf.* §2.1). Ainsi, pour représenter la variabilité de la sollicitation hydraulique de la surface du sol fin, un ensemble de N valeurs de contraintes de cisaillement $(\tau_i)_{1<i<N}$ (Pa) est tiré aléatoirement dans la distribution statistique de contraintes exercées à l'interface et donnée par l'équation (IV.2). A cet ensemble est associé un second ensemble de N valeurs de contraintes de résistance de la surface du sol fin à l'érosion, $(\tau_{c,i})_{1<i<N}$ (Pa) qui est cette fois tiré aléatoirement dans la distribution statistique des contraintes seuil (IV.3). Le coefficient d'érosion k_{er}(s/m) est ici encore choisi constant. Chaque couple est représentatif d'une petite zone de l'interface pour laquelle il y aura érosion si $\tau_i > \tau_{c,i}$. Dans ce cas, à chaque pas de

temps Δt, un taux d'érosion instantané ϵ_i (kg/s/m²) peut être calculé à l'aide de la loi d'érosion locale (IV.1).

A un instant donné, après un certain nombre p de pas de temps, la masse cumulée de matériau érodé dans la petite zone i de surface dA s'écrit : $m_i(t) = dA.\Delta t.\sum_{j=1}^{p} \epsilon_j$. Lorsque cette masse érodée atteint une certaine valeur m, on considère que le matériau a été suffisamment érodé dans la zone i pour renouveler localement les particules à la surface. Pour ces nouvelles particules, qui étaient initialement plus en profondeur, il faut tirer au sort une nouvelle valeur $\tau_{c,i}$ de la contrainte seuil. En revanche, on fait l'hypothèse que la sollicitation hydraulique locale τ_i reste inchangée. La valeur de m est calculée de manière à correspondre à l'érosion d'une épaisseur S (m) de sol, épaisseur pour laquelle les caractéristiques du sol sont supposées homogènes. Cette épaisseur est liée à une taille caractéristique du sol qui peut être la taille des particules pour un sol granulaire ou une échelle de corrélation des caractéristiques intrinsèques pour un sol cohésif.

Lors de la réalisation d'une simulation, le taux d'érosion moyen $\langle\epsilon\rangle$(t) est calculé à chaque pas de temps, sur la totalité de l'interface, en réalisant la moyenne des contributions de tous les couples $(\tau_i,\ \tau_{c,i})$: $\langle\epsilon\rangle(t) = \sum_{i=1}^{N} \epsilon_i(t)\ /N$. Ce modèle permet donc de prédire l'évolution de ce taux d'érosion moyen $\langle\epsilon\rangle$ au cours du temps et en fonction de la sollicitation hydraulique. En supposant une distribution exponentielle de la contrainte de cisaillement exercée à l'interface (IV.2), une distribution normale tronquée de la contrainte critique d'érosion (IV.3), et un coefficient d'érosion constant, quatre paramètres doivent être déterminés pour réaliser une simulation : $\langle\tau_c\rangle,\ \sigma_{\tau_c},\ k_{er}$ et S.

Dans un objectif de validation, une simulation a été réalisée dans le cas particulier où il n'y pas d'évolution temporelle des paramètres, c'est-à-dire sans modifications des valeurs de $\tau_{c,i}$ au cours du temps (ce qui correspond à $S = +\infty$). La modélisation stochastique est alors équivalente à l'équation (IV.7) et nous avons effectivement pu vérifier que le taux d'érosion prédit par la simulation correspondait bien à cette expression analytique.

4. Comparaison avec les résultats d'un essai d'EC

Le modèle présenté précédemment a été utilisé pour modéliser un essai d'EC à l'échelle de l'échantillon, essai dont le principe et l'interprétation sont détaillés au Chapitre III. L'essai choisi est celui de la configuration C1, avec une couche de limon de l'Isère sous une couche de gravier G1.

La moyenne de la distribution de sollicitation hydraulique $\langle\tau\rangle$ est calculée d'après la relation de Wörman corrigée empiriquement (*Cf.* Chapitre II) :

$$\tau_{interface} = \beta_w \beta_i n_D \rho_w g i \frac{1}{A_s} \tag{IV.9}$$

Nous faisons l'hypothèse que les paramètres β_i et β_w sont identiques à ceux identifiés expérimentalement : $\beta_i = 0{,}5$ et $\beta_w = 0{,}3$. L'épaisseur caractéristique du sol S est prise égale au d_{50} du limon de l'Isère : $S = 60\ \mu m$. On considère d'autre part que la moyenne de la distribution de résistance est égale à la contrainte de Shields critique, calculée là encore pour le d_{50} du limon de l'Isère : $\langle\tau_c\rangle = \tau_{Shields,d50} = 0{,}12\ Pa$. Enfin, l'écart-type de la distribution σ_{τ_c} et le coefficient d'érosion k_{er} sont ajustés de manière à faire coïncider données expérimentales et résultats du modèle : $\sigma_{\tau_c} = 0{,}20\ Pa,\ k_{er} = 0{,}068\ s/m$. La simulation est réalisée avec un pas de temps arbitraire : $\Delta t = 1s$.

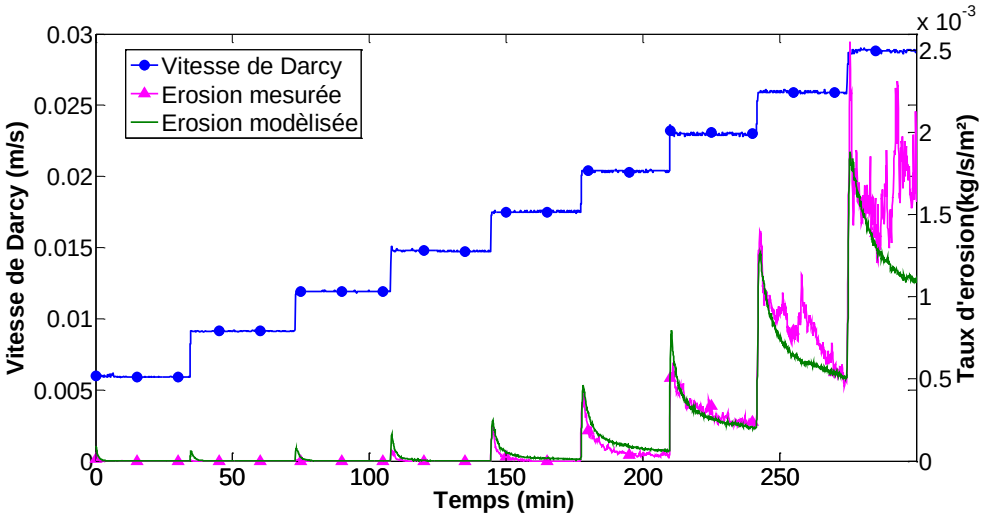


Figure IV-4 : Evolutions temporelles des taux d'érosion mesurés et modélisés en fonction de la vitesse de Darcy. Les paramètres utilisés pour la modélisation sont : $\langle\tau_c\rangle = 0{,}12Pa$; $\sigma_{\tau_c} = 0{,}20Pa$; $k_{er} = 0{,}068s/m$; $S = 60\mu m$; $N = 10^5$.

On constate (Figure IV-4) que ce modèle stochastique permet de représenter de façon très satisfaisante l'évolution temporelle du taux d'érosion mesuré expérimentalement. L'écart-

type de la résistance des particules est élevée : $\sigma_{\tau_c} = 1{,}7.\langle\tau_c\rangle$. Ceci montre la forte dispersion de la résistance des particules en surface qui peut sans doute s'expliquer en partie par la granulométrie étendue du limon de l'Isère.

L'évolution du pourcentage des couples $(\tau_i,\ \tau_{c,i})$ qui contribuent à l'érosion, c'est-à-dire, pour lesquels $\tau_i > \tau_{c,i}$, a été représentée sur la Figure IV-5. On remarque tout d'abord que celui-ci est globalement relativement faible avec une moyenne de 1,8%. L'érosion se concentre donc dans quelques sites très productifs. On peut aussi noter que le pourcentage décroit très vite après chaque changement de palier, suite aux retirages successifs de la contrainte $\tau_{c,i}$.

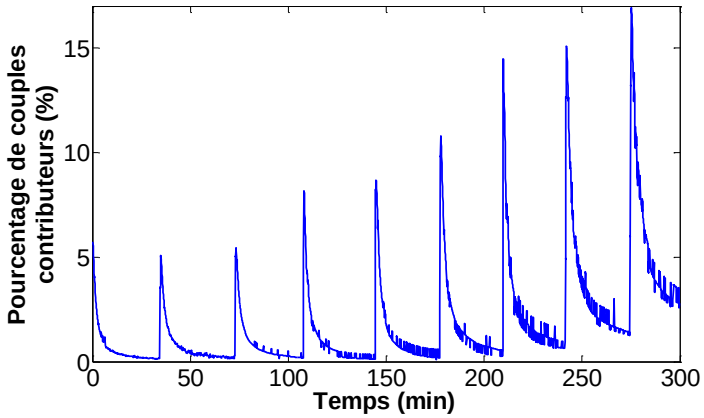


Figure IV-5 : Evolution du pourcentage des couples $(\tau_i,\ \tau_{c,i})$ qui contribuent à l'érosion (i.e. $\tau_i > \tau_{c,i}$) au cours de la simulation présentée sur la Figure IV-4.

Les évolutions au cours de la simulation de la distribution des contraintes résistantes et de celle des sollicitations à la surface du sol sont présentées sur la figure IV-6.

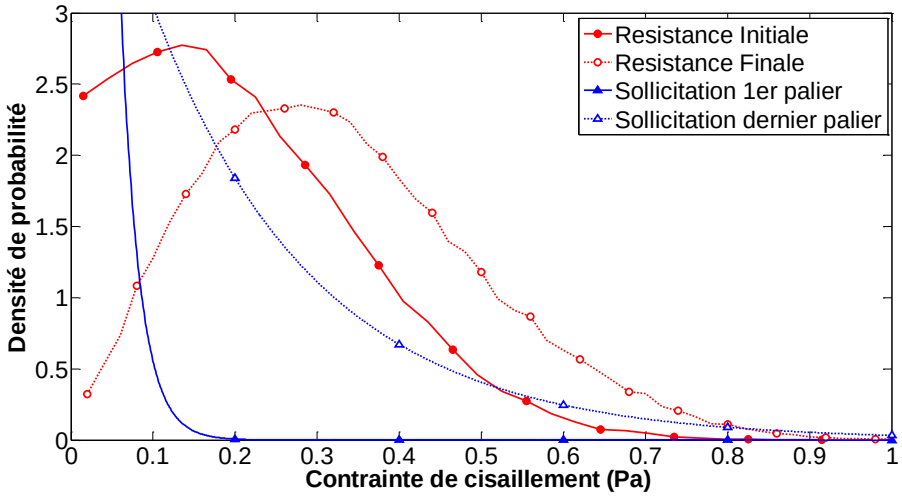


Figure IV-6 : Evolutions des distributions des contraintes résistantes et des sollicitations au cours de la simulation.

Cette modélisation a ensuite été testée sur deux autres schémas de chargement hydraulique utilisés avec la même configuration et les mêmes matériaux : une montée progressive de la vitesse de Darcy au sein de l'échantillon (Figure IV-7) et une sollicitation en paliers successifs, de durées et de niveaux variables (Figure IV-8). Ces deux essais ont été modélisés avec des paramètres identiques à ceux retenus pour la modélisation de l'essai présenté sur la Figure IV-4. Ces simulations n'ont donc pas fait l'objet d'un nouvel ajustement. On constate que les prédictions du modèle sont cohérentes avec les mesures réalisées malgré des sollicitations hydrauliques très différentes. Ceci confirme que la prise en compte de la variabilité des paramètres et de leurs évolutions dans le temps, permet d'expliquer l'évolution temporelle observée dans nos essais.

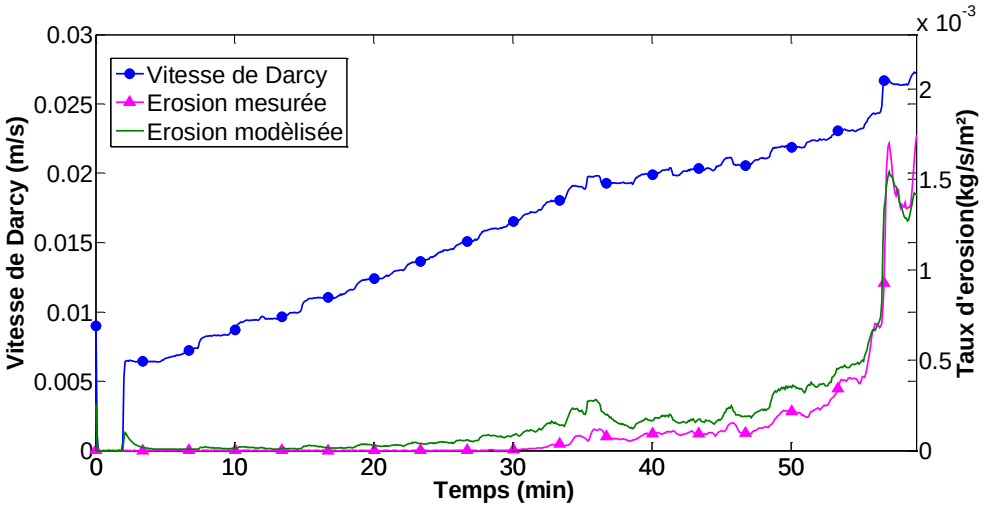


Figure IV-7 : Evolutions temporelles des taux d'érosion mesuré et modélisé dans le cas d'une augmentation progressive de vitesse de Darcy.

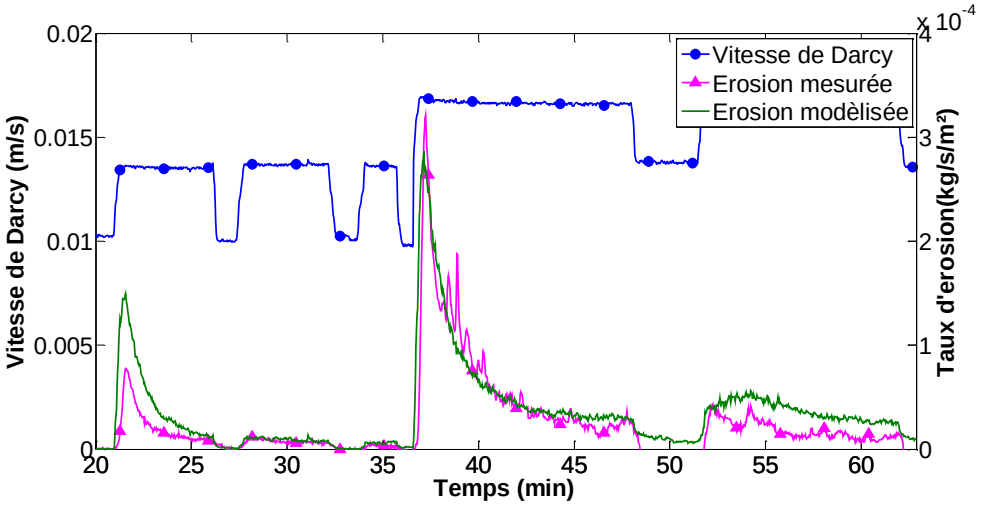


Figure IV-8 : Evolutions temporelles des taux d'érosion mesurés et modélisés dans le cas d'une sollicitation complexe en paliers successifs.

Grâce à ce modèle, il est possible d'augmenter artificiellement la durée des paliers de sollicitation afin d'analyser l'évolution aux temps longs du taux d'érosion. On se base alors sur l'hypothèse que l'ajustement réalisé sur les paliers courts reste valable. En suivant ce principe, l'essai présenté sur la Figure IV-4 a été repris en multipliant par 10 la durée des paliers de la simulation (Figure IV-9).

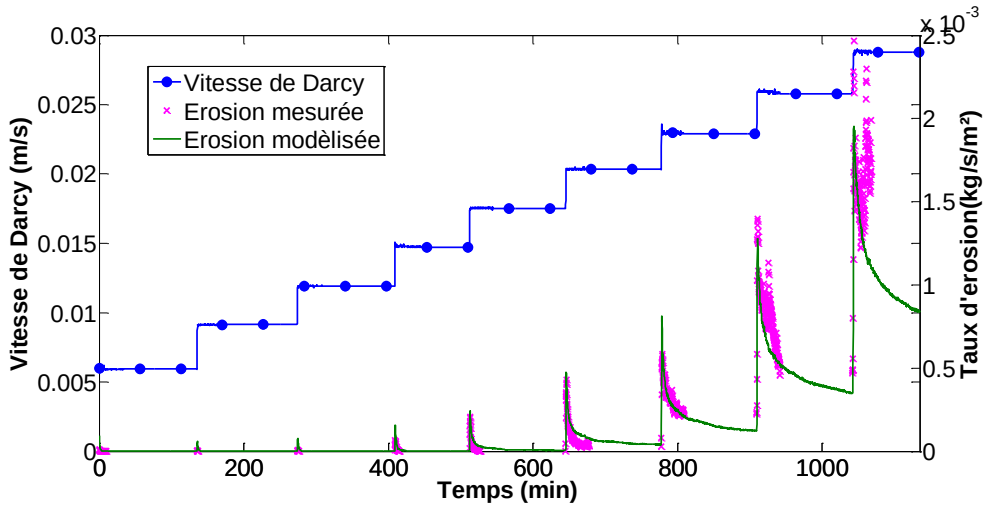


Figure IV-9 : Evolutions temporelles des taux d'érosion mesuré et modélisé pour l'essai représenté sur la Figure IV-4 et, pour lequel la durée des paliers de la simulation a été multipliée par 10.

On constate que la décroissance temporelle du taux d'érosion tend à ralentir pour finir, a priori, à se stabiliser à une valeur non nulle. Néanmoins, ce résultat est à prendre avec beaucoup de précautions puisque le modèle est extrapolé sur des durées d'essai pour lesquelles il n'a pas été validé.

Pour chaque valeur de la contrainte moyenne d'un palier, le taux d'érosion moyen du modèle, calculé à chaque pas de temps, diminue progressivement au cours du temps et peut être représenté par une barre verticale reliant les valeurs maximale et minimale (Figure IV-10). Les taux d'érosion au début du premier palier correspondent logiquement à la loi d'érosion globale présentée sur la Figure IV-2. Ensuite, les couples $(\tau_i, \tau_{c,i})$ fortement contributeurs $(\tau_i \gg \tau_{c,i})$, subissent de nombreux retirages de résistances contrairement aux couples générant une érosion nulle $(\tau_i < \tau_{c,i})$ qui ne sont pas modifiés. Ces derniers deviennent donc progressivement plus nombreux et le taux d'érosion global diminue. Suite au changement de palier, l'ensemble des valeurs de τ_i augmentent et certains couples qui n'engendraient pas d'érosion redeviennent provisoirement contributeurs. Néanmoins, les retirages suivants entraînent ensuite une décroissance du taux d'érosion similaire à celle du premier palier.

Sur l'ensemble de l'essai, les taux d'érosion sont nettement inférieurs à la loi globale (IV.7). Cette loi a en effet été calculée sans prendre en compte d'évolution temporelle des

résistances, et donc sans intégrer les nombreux couples $(\tau_i, \tau_{c,i})$ ne générant pas d'érosion suite aux retirages successifs.

Lorsque que la contrainte moyenne exercée est inférieure à la contrainte critique moyenne ($\langle\tau\rangle < \langle\tau_c\rangle$), une érosion démarre au début du palier mais tend à s'arrêter à la fin du palier. Au contraire, lorsque $\langle\tau\rangle > \langle\tau_c\rangle$, le taux d'érosion tend vers une valeur non nulle pour la durée simulée. Néanmoins, comme le montre la figure IV-6, ce taux d'érosion est inférieur à celui prédit par la loi locale, suite aux nombreux retirages qui ont globalement augmenté la résistance du sol.

Les paramètres τ_c et k_{er} identifiés expérimentalement en ajustant une loi linéaire à seuil sur des mesures de taux d'érosion moyen, vont par conséquent être fortement dépendants de la durée d'observation, comme constaté au Chapitre III.

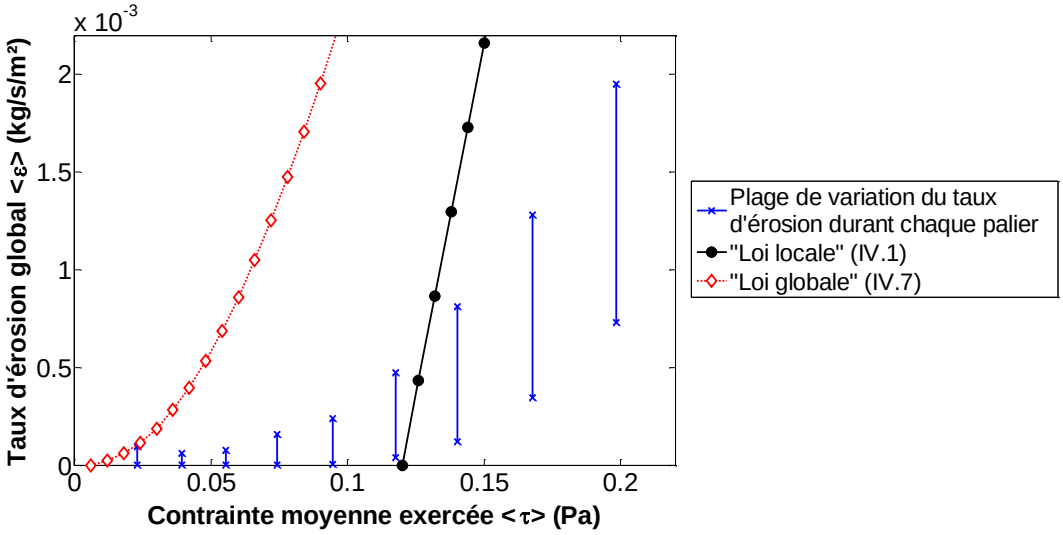


Figure IV-10 : Evolution du taux d'érosion global simulé (*Cf.* Figure IV-9) pour chaque palier. La valeur maximale correspond au début du palier, la valeur minimale à la fin du palier.

5. Influence des paramètres

La modélisation présentée au paragraphe précédent a fait l'objet d'une étude paramétrique. La simulation présentée sur la Figure IV-4 a ainsi été réalisée en augmentant ou en diminuant chacun des paramètres de 50 % pour étudier leurs influences respectives (Figure IV-11).

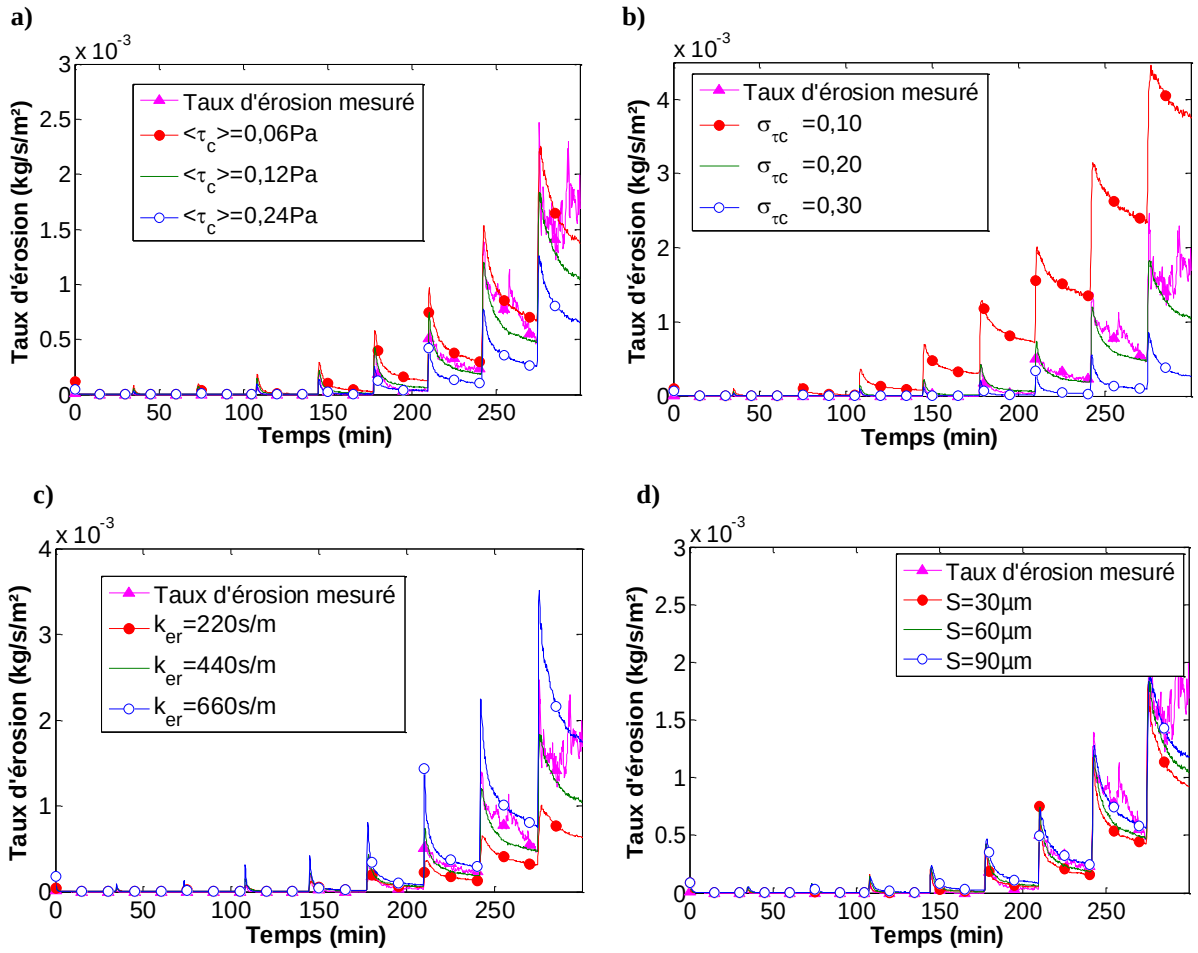


Figure IV-11 : Influences d'une variation de ± 50% des paramètres du modèle stochastique sur le taux d'érosion modélisé (simulation de référence : $\langle\tau_c\rangle = 0,12Pa$; $\sigma_{\tau_c} = 0,20Pa$; $k_{er} = 0,068s/m$; $S = 60\mu m$; $N = 10^5$) a) moyenne de la distribution de résistance $\langle\tau_c\rangle$ (Pa) ; b) écart-type de la distribution de résistance σ_{τ_c} (Pa) ; c) coefficient d'érosion k_{er} (s/m) ; d) épaisseur caractéristique S (m).

On constate que le paramètre $\langle\tau_c\rangle$ a une influence faible sur l'intensité du taux d'érosion de chaque palier (Figure IV-11-a). Le paramètre σ_{τ_c} contrôle très sensiblement l'augmentation du taux d'érosion avec l'augmentation de la vitesse (Figure IV-11-b) et paraît le paramètre le plus influent. Pourtant nous avions remarqué que ce paramètre avait très peu d'influence sur la loi d'érosion globale (IV.8), présentée sur la Figure IV-2. L'influence du paramètre σ_{τ_c} réside donc principalement dans l'évolution temporelle de la résistance, non

prise en compte dans l'équation (IV.8), mais qui domine l'évolution du taux d'érosion dans les simulations présentées sur la Figure IV-11.

Ensuite, le paramètre k_{er} joue surtout sur l'intensité du pic d'érosion et sur la rapidité de la décroissance du taux d'érosion avec le temps (Figure IV-11-c). Enfin, l'épaisseur caractéristique S présente l'effet le moins marqué, en ne modifiant que très faiblement la vitesse de décroissance après le pic d'érosion, dans la plage de variation choisie. D'autre part, il a été vérifié que le pas de temps du modèle Δt n'influençait pas le résultat et que le nombre N était suffisamment grand pour fournir des résultats reproductibles.

6. Conclusion

En conclusion, la modélisation stochastique proposée permet de simuler de façon très satisfaisante nos essais d'EC à l'échelle de l'échantillon. La prise en compte de la variabilité des paramètres au sein de la loi d'érosion permet d'expliquer l'apparition transitoire de transport solide pour de très faibles sollicitations. Le processus de retirage aléatoire de la résistance du sol après l'érosion d'une épaisseur caractéristique permet de représenter la décroissance temporelle de l'érosion liée à la ségrégation hydraulique et géométrique à l'interface.

Ce modèle pourrait être amélioré par la prise en compte de la variabilité de la sollicitation apportée par l'apparition de fluctuations temporelles. Néanmoins cette correction n'est nécessaire que pour des vitesses élevées pour lesquelles l'érosion est généralement intense et sera donc beaucoup moins influencée par la variabilité spatiale des paramètres d'érosion.

D'après cette modélisation, une EC est donc possible pour n'importe quelle sollicitation non nulle, même très faible. Néanmoins, le taux d'érosion décroît très rapidement avec le temps jusqu'à s'annuler. A partir d'une certaine sollicitation, correspondant approximativement au seuil d'érosion déterminé expérimentalement, le taux d'érosion décroît puis se stabilise à une valeur non nulle. Ce seuil d'érosion permanente peut, grâce à ce modèle, être extrapolé à partir d'un ajustement sur une expérimentation de courte durée.

Ce modèle pourrait être utilisé pour prédire l'évolution à long terme du processus d'EC. Ceci nécessite néanmoins de vérifier la capacité du modèle à prédire la décroissance du taux d'érosion sur des durées longues. En effet, des phénomènes différents de ceux présents à court terme, et donc non pris en compte par la modélisation, peuvent devenir prépondérants. On pense par exemple à des processus biologiques ou chimiques. D'autre part, lorsque l'érosion se développe dans la zone d'interface, des cavités apparaissent puis des graviers de la couche supérieure s'effondrent et modifient la géométrie de l'interface. La sollicitation hydraulique est ainsi amenée à évoluer au cours de l'essai. Pour prendre en compte cette évolution, une première possibilité serait de modifier les contraintes hydrauliques τ_i au cours de l'érosion, de manière similaire aux retirages des contraintes résistantes $\tau_{c,i}$. Une échelle caractéristique de l'écoulement devrait alors être définie, de façon similaire à l'échelle S choisie pour le sol. Cette approche est néanmoins simpliste car l'évolution de la sollicitation n'est pas aléatoire mais fortement couplée à la profondeur érodée. Ainsi, une zone de l'interface subissant une érosion prononcée va provoquer un agrandissement de la section disponible pour l'écoulement. Comme détaillé au Chapitre II, l'intensité de l'écoulement est couplée à la porosité locale. La sollicitation hydraulique va pour cela, avoir tendance à augmenter dans la zone érodée. On retrouve ici le couplage entre géométrie de l'interface et érosion, observé et détaillé au Chapitre II. A la place d'un retirage purement aléatoire, ce

couplage devrait donc être modélisé de façon convenable. D'autre part, l'évolution de la sollicitation est fortement corrélée spatialement à l'évolution de l'écoulement à proximité. Il serait ainsi nécessaire d'introduire, en plus, une longueur de corrélation entre couples dans le modèle. Une modification locale de l'écoulement entraînerait alors une modification de la sollicitation pour les couples corrélés.

Cette modélisation a été appliquée au cas d'un sol fin sous un sol grossier mais, dans la configuration inverse, il devrait encore pouvoir, en théorie, prédire l'initiation de l'érosion d'un sol cohésif. Il doit aussi pouvoir représenter la phase de lessivage des graviers dans le cas d'un sol non cohésif en prenant cette fois comme contrainte de cisaillement moyenne exercée celle obtenue par la relation de Wörman et al. (1992) avec le facteur de correction β_w mais, cette fois, sans le paramètre β_i puisque l'on se trouve dans ce cas au sein du milieu poreux et non à l'interface. Par contre, dès que l'érosion se développe, des cavités apparaissent dans le sol fin et modifient radicalement la sollicitation hydraulique. Cette évolution locale contrôle ensuite le développement du processus (*Cf.* Chapitre III). La modélisation proposée n'est donc pas adaptée en l'état à la simulation de cette partie du développement de l'érosion, amenant à la formation de conduits dans le sol fin et à la rupture. Une adaptation envisageable pourrait être de calculer une masse érodée cumulée pour chaque couple $(\tau_i, \tau_{c,i})$, qui ne serait pas remise à zéro lors d'un retirage aléatoire des contraintes de résistance à la surface. Lorsque cette masse cumulée atteint un certain seuil, on considèrerait qu'il s'est formé une cavité suffisamment grande pour initier un conduit. La phase de développement du conduit nécessiterait ensuite un modèle spécifique, inspiré par exemple de celui de l'érosion de trou (Bonelli, et al., 2008).

CHAPITRE V : ECHELLE DE L'OUVRAGE

1. Introduction

Les essais réalisés à l'échelle de l'échantillon, détaillés au cours du Chapitre III, ont permis d'identifier les mécanismes en jeu dans le processus d'EC et de quantifier la sensibilité à l'EC de différents sols fins en contact avec un sol grossier. Ces résultats ont été obtenus sur des échantillons de 0,3 m de hauteur, 0,3 m de largeur et 0,7 m de longueur dans la direction de l'écoulement. La charge hydraulique appliquée à l'amont était de l'ordre de 2 m. Dans le cas d'un ouvrage hydraulique réel, l'écoulement principal est transversal à la crête, dirigée du réservoir vers le pied de la digue. Le trajet parcouru par l'écoulement correspond à la largeur de l'ouvrage et varie de quelques mètres, pour des petites digues, à plusieurs centaines de mètres pour certains grands barrages. La différence de charge entre l'amont et l'aval varie de façon similaire et peut atteindre plusieurs dizaines de mètres. Il y a donc une différence d'échelle marquée entre l'échantillon et l'ouvrage qui soulève une question classique de la mécanique des sols : les résultats d'essais d'EC obtenus en testant un échantillon sont-ils représentatifs du comportement d'un ouvrage réel ?

Certains éléments plaident en faveur d'une réponse positive. Durant nos essais réalisés à l'échelle de l'échantillon, une interface granulaire semblable à celle rencontrée dans un ouvrage est reconstituée. On exerce ensuite une surcharge sur l'échantillon jusqu'à 200 kPa, permettant de simuler environ 10 m de sol humide. Le gradient mesuré est compris entre 0,05 à 0,5, soit des valeurs proches de celles rencontrées sur de nombreux ouvrages hydrauliques. Enfin, les vitesses de Darcy générées dans la couche de sol grossier sont de l'ordre du centimètre par seconde, vitesses cohérentes avec certaines mesures in-situ sur des ouvrages où une érosion interne est suspectée. D'après les résultats présentés au Chapitre III, on suppose que le détachement d'une particule localisée à la surface du sol fin est contrôlé par le rapport entre la contrainte de cisaillement exercée sur la particule et les forces qui lui permettent de résister. Cet équilibre des forces à l'échelle de la particule est fonction des caractéristiques locales de l'écoulement et de celles du sol, mais n'est pas, a priori, dépendante de la taille de l'échantillon.

Néanmoins l'échelle de l'échantillon peut influencer le processus sur d'autres aspects. Tout d'abord, au sein d'un ouvrage réel, le développement de l'EC est conditionné bien sûr par le détachement des particules, mais aussi par leur transport au sein de la couche de sol grossier. Au cours de ce transport, un piégeage géométrique des particules est possible, ainsi qu'un dépôt dans une zone d'écoulement moins intense. La concentration en particules transportées évolue donc avec la longueur érodée et influence les conditions d'écoulement et d'érosion à l'aval. Dans le cas d'un sol érodé sableux transporté par charriage, cette influence est prédominante et mène, en quelques mètres, à un taux de transport des particules constant.

L'érosion est alors concentrée à l'amont et quasi-nulle à l'aval où seul du transport est observé. Dans le cas de sol plus fins, transportés par suspension, cette influence ne sera visible que pour une concentration en particules très élevée et donc une grande longueur d'érosion. Ainsi, le Sablon de l'Isère, transporté en grande partie par suspension, a fait l'objet de trois essais à l'échelle de l'échantillon avec trois longueurs différentes d'érosion (15 cm, 40 cm et 62 cm), sans qu'aucune influence sur le taux d'érosion ne soit constatée (*Cf.* Chapitre III §4.6). Néanmoins, il est probable qu'un effet apparaisse pour des longueurs plus importantes.

Ensuite, dans la configuration d'un sol fin sur un sol grossier, on a pu observer la formation de conduits dans la couche de sol fin, se propageant vers l'aval et vers l'amont. Contrairement au détachement des particules, ce processus est sans doute influencé par la taille de l'échantillon. En effet, le conduit d'érosion modifie l'écoulement global en fonction du rapport entre ses dimensions et celle de l'échantillon. D'autre part, nous avons constaté que la progression de ces conduits est rapidement influencée par les bords de la cellule : l'essai ne peut plus représenter le développement du processus dans un ouvrage réel.

En conclusion, même si un effet d'échelle sur l'initiation du processus d'érosion semble peu probable, on peut s'attendre à une influence de la taille de l'échantillon sur la progression de l'érosion. Il paraît donc nécessaire de réaliser des essais de grandes dimensions, pour étudier proprement cette influence. D'autre part, les conséquences de la progression de l'EC sur la stabilité de l'ouvrage sont suspectées et ont été listées au Chapitre I (apparition de fontis, tassements globaux, colmatage, dégradation des propriétés mécaniques menant à un glissement, création de cavités pouvant amorcer un renard…) mais aucune étude expérimentale ne permet de les confirmer et de les hiérarchiser. Des essais d'EC à grande échelle ont ainsi été réalisés avec les objectifs suivants :

1°) Etudier l'**effet d'échelle** entre des résultats d'EC obtenus sur des échantillons en laboratoire et des résultats sur un modèle d'une taille proche de celle de l'ouvrage

2°) Etudier les conséquences de l'EC sur le comportement de l'ouvrage. Etudier l'évolution possible vers une **rupture** de l'ouvrage et identifier les mécanismes impliqués.

D'autre part, nous avons aussi souhaité tirer profit de la construction d'un dispositif expérimental de grande taille pour remplir un objectif supplémentaire :

3°) Tester des méthodes opérationnelles de **détection** de l'érosion interne

L'EC est rencontrée dans de nombreuses situations (*Cf.* Chapitre I). Néanmoins, le coût d'essais à grande échelle impose de limiter les configurations testées aux configurations les plus fréquentes et les plus sujettes à un risque de rupture. Nous avons donc décidé d'étudier le cas d'une digue homogène en limon, construite sur une fondation en gravier.

C'est une configuration classique des digues du Rhône et du Rhin. Ces digues font fréquemment plusieurs dizaines de mètre de largeur et de l'ordre d'une dizaine de mètres de hauteur. Elles ont été bâties sur des sols alluvionnaires constitués principalement de sable et de gravier. Le noyau de l'ouvrage a été construit en compactant des sols limoneux, plus ou moins cohésifs, disponibles à proximité. Une recharge granulaire a ensuite été mise en place sur le limon pour améliorer la stabilité mécanique de l'ouvrage et drainer les écoulements souterrains. Ces digues forment les canaux d'amenée aux barrages hydroélectriques et sont donc en charge en permanence. Ces ouvrages, vieux de 30 à 70 ans, sont classés comme « Grand barrage » dans la législation française et sont soumis depuis peu à la réalisation d'études de dangers. Ils sont probablement soumis localement à une érosion interne, identifiée par ses conséquences extérieures : arrivée de particules dans le contre-canal correspondant au sol du noyau de l'ouvrage, apparition de fontis…

Dans le cadre du projet ERINOH (*Cf.* Chapitre I), ces essais à grande échelle ont été conduits au laboratoire d'Hydraulique de la Compagnie National du Rhône à Lyon. Ils ont été financés par la CNR et par une subvention du projet ERINOH. La CNR est concessionnaire depuis 1934 du Rhône pour « l'aménager et l'exploiter selon trois missions solidaires : production, navigation, irrigation et autres usages agricoles » (www.cnr.tm.fr). A ce titre, la prise en compte du risque d'érosion interne sur les ouvrages hydrauliques est de première importance.

Dans une première partie nous réaliserons un état de l'art des essais d'érosion interne à grande échelle répertoriés dans la littérature ainsi que des effets d'échelle identifiés. Nous présenterons ensuite le dispositif expérimental qui a été conçu, puis les observations des processus d'érosion qu'il a rendu possible. Nous détaillerons les résultats quantitatifs d'érosion et les effets d'échelle que l'on peut identifier par rapport aux essais à l'échelle de l'échantillon. Nous décrirons ensuite les évolutions granulométriques constatées suite à l'EC, puis les méthodes de détection de l'érosion testées seront évaluées et comparées entre elles. Enfin, nous dresserons un bilan des résultats de ces essais et nous présenterons les perspectives qui s'ouvrent à nous à la sortie de cette étude.

2. Etat de l'art des essais d'érosion interne à grande échelle

2.1 Erosion de surface

Dans le domaine de l'érosion de surface, la nécessité de valider à grande échelle des modèles établis sur des échantillons, a conduit de nombreux auteurs à réaliser des essais d'érosion de grandes dimensions. Dans le cadre de l'érosion en rivière, des canaux expérimentaux de grandes tailles ont été largement utilisés pour mesurer des seuils et des taux d'érosion (Ettema, et al., 2004). Dans le cas de l'érosion par surverse, des digues expérimentales ont été construites puis menées à la rupture pour vérifier l'aptitude des modèles à prédire la cinétique du développement d'une brèche (Dodge, 1988; Vaskinn, et al., 2004).

2.2 Essais d'érosion de conduit

A notre connaissance, les premiers essais d'érosion interne réalisés à grande échelle sont les essais norvégiens du projet européen IMPACT (Vaskinn, et al., 2004). A cette occasion, 5 digues expérimentales ont été construites sur une rivière. Les 3 premières ont été menées à la rupture par surverse, et les 2 dernières ont été sollicitées par une érosion de conduit. Un tube traversant l'ouvrage, retiré au début de l'essai, a permis d'amorcer une érosion de conduit et de suivre son développement jusqu'à la formation d'une brèche (Figure V-1-a). Ces données ont servi à la calibration de modèles numériques du phénomène (Lachouette, et al., 2008). Des essais d'érosion de conduit à grande échelle ont aussi été conduits plus récemment aux Etats-Unis (Hanson, et al., 2010) (Figure V-1-b).

2.3 Projet Ijkdijk

Le projet néerlandais nommé Ijkdijk vise à amener des digues expérimentales à la rupture par glissement et par érosion interne (Van Beek, et al., 2010). L'objectif est de vérifier les modèles utilisés et de tester différents capteurs pour déterminer les plus aptes à prédire la rupture. Les essais d'érosion interne étaient consacrés au mécanisme d'initiation par érosion régressive d'un conduit au sein de la fondation. Le terme « piping » est parfois utilisé en anglais pour le caractériser, ce qui peut porter à confusion avec le mécanisme d'initiation par érosion de conduit.

Ce phénomène s'apparente à l'EC, car il se développe à l'interface entre une couche d'argile et une couche de sable (Sellmeijer, et al., 1988). Toutefois, à la différence du processus étudié ici, c'est le matériau le plus grossier (le sable) qui est érodé alors que le matériau le plus fin (l'argile) reste en place. Le sable entrainé se dépose à l'aval du pied de digue en monticules caractéristiques. Ce départ de matériaux amorce un conduit au contact de l'interface, qui se propage de l'aval vers l'amont, jusqu'à traverser tout l'ouvrage. Le débit

augmente alors rapidement, de façon similaire à l'érosion de conduit, jusqu'à provoquer la rupture de l'ouvrage (Figure V-1-c).

Ces essais de grande ampleur ont permis de valider à l'échelle de l'ouvrage les résultats d'un modèle proposé par Sellmeijer. Il a aussi été mis en évidence la capacité des fibres optiques à détecter la propagation de ce phénomène d'érosion interne.

a)

b)

c)

Figure V-1 : Essais d'érosion interne à grande échelle répertoriés dans la littérature a) Essai d'érosion de conduit IMPACT, extrait de (Vaskinn, et al., 2004) b) Essai d'érosion de conduit extrait de (Hanson, et al., 2010) c) Essais Ijkdijk extrait de(http://www.youtube.com/watch?v=pTnXscZ9MEE).

2.4 Effet d'échelle

Le modèle proposé par Sellmeijer (1988) pour représenter le processus de « piping » précédemment décrit (*Cf.* §2.3), inclut un effet d'échelle (Marot, 2011b). Dans ce modèle, le gradient hydraulique critique nécessaire pour que le conduit traverse l'ouvrage et mène à une rupture probable, est fonction de la longueur totale traversée. Lorsque celle-ci augmente, le gradient critique diminue. Le gradient critique déterminé expérimentalement sur un échantillon est donc supérieur à celui de l'ouvrage.

De façon similaire, des essais de suffusion réalisés sur des cellules expérimentales de différentes tailles ont montré que le gradient initiant le processus de suffusion était inversement proportionnel à la longueur de l'échantillon (Li, et al., 2008). Une dépendance du gradient critique à la dimension de l'échantillon a été confirmée par des essais de suffusion

réalisés en centrifugeuse, permettant de simuler différentes hauteurs équivalentes d'échantillon (Le, et al., 2010 ; Marot, 2011b).

Ces travaux mettent en évidence l'existence d'effet d'échelle dans les processus de « piping » et de suffusion. Si ces effets d'échelle ne sont pas pris en compte pour l'interprétation d'essais en laboratoire, ils peuvent conduire à une importante surestimation du gradient critique d'initiation de l'érosion interne dans l'ouvrage. C'est par conséquent une question essentielle pour l'extrapolation de résultats de laboratoire à l'ouvrage dans un objectif de l'évaluation du risque.

Pourtant, à notre connaissance, aucun dispositif expérimental n'a étudié la possibilité d'un effet d'échelle dans le processus d'EC. En particulier, aucun essai de grande dimension n'a permis de valider le fait que les résultats obtenus à petite échelle pouvaient être extrapolés à l'échelle de l'ouvrage. C'est un des principaux objectifs des essais présentés dans ce chapitre.

3. Dispositif expérimental

3.1 Choix des matériaux

Les essais à grande échelle réalisés ont pour objectif d'étudier l'EC se développant sur des digues homogènes en limon, construites sur une fondation alluviale graveleuse (*Cf.* §1). Il est pour cela nécessaire de choisir et d'obtenir en quantité suffisante un sol graveleux et un sol limoneux caractéristiques de ces ouvrages.

3.1.1 Gravier

Le gravier utilisé pour les essais doit être très perméable, de manière à pourvoir induire des vitesses d'écoulement importantes (3-4 cm/s) pour des gradients de l'ordre de 0,1 à 0,3 avec des charges hydrauliques raisonnables (< 3 m). Cette perméabilité élevée a été obtenue en choisissant un gravier roulé, à granulométrie étroite, dont les grains ont un diamètre supérieur à 10mm. L'aspect roulé du gravier permet, en plus, d'être en conformité avec la rugosité des granulats des couches de fondations alluviales. Deux types de graviers respectant ces critères ont été fournis par la société Perrier TP : 12/20 mm et 20/40 mm. Ils sont composés d'alluvions silico-calcaires et possèdent une granulométrie étroite ($Cu = 1{,}45$) (Figure V-2).

Les couches de fondations d'ouvrages sont généralement constituées de mélanges de sables et de graviers dont la granulométrie est bien plus étendue qu'un gravier 12/20 mm ou 20/40 mm. Néanmoins, les tailles de particules sont cohérentes avec ce qui est parfois rencontré au sein des fondations. D'autre part, même si le sol a initialement une granulométrie plus étendue, un processus de suffusion de longue durée peut mener localement à un lessivage de la fraction sableuse. La granulométrie du squelette de gravier resté en place devient alors comparable avec les graviers choisis pour les essais.

3.1.2 Limon

Le choix du limon utilisé pour constituer la digue expérimentale était soumis à de nombreuses contraintes :

- conformité aux limons utilisés pour la construction des digues du Rhône (un fuseau granulométrique du sol présent au droit d'une zone suspectée d'érosion interne avait été défini)

- érodabilité suffisante pour qu'une érosion significative puisse être générée avec des vitesses de Darcy de l'ordre de 2-3 cm/s

- fraction grossière réduite pour éviter une filtration géométrique à l'interface et limiter le colmatage du gravier lors de l'érosion

- stocks importants (~ 60 m^3/essai) disponibles à une distance raisonnable de Lyon pour limiter les coûts de transport.

Après une large campagne de reconnaissance des stocks disponibles et de mesures granulométriques, le limon de Bourg-Lès-Valence (BLV) a été retenu. Ce stock de limon est issu de dragages en amont de l'écluse de Bourg-Lès-Valence, juste après la confluence entre l'Isère et le Rhône, et s'étend sur une surface d'environ 500 m^2 pour 3 m de profondeur. La majorité de ces sédiments provient de chasses réalisées sur les ouvrages de retenue de l'Isère. A ce titre, il est assez proche du sablon de l'Isère, largement testé à l'échelle de l'échantillon (*Cf.* Chapitre III).

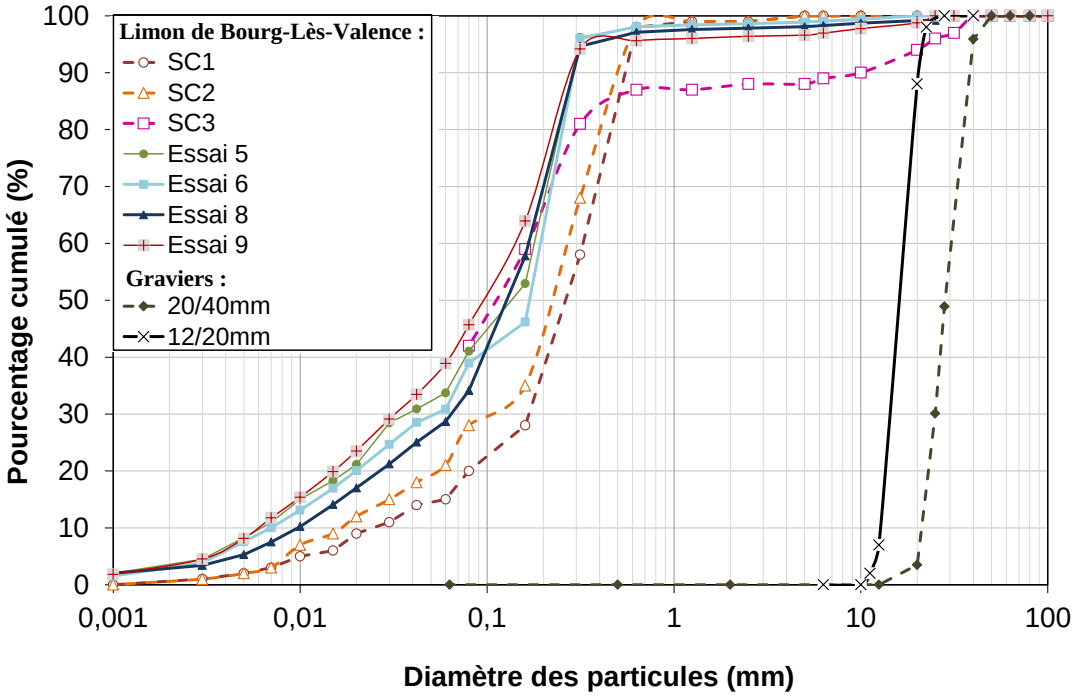


Figure V-2 : Granulométries du Limon de Bourg-Lès-Valence et des graviers utilisés pour les essais à grande échelle.

Trois sondages (SC1, SC2 et SC3) ont été faits à la pelle mécanique sur le stock à 1,5 m de profondeur (Figure V-2). Des mesures granulométriques par tamisage et sédimentation ont permis d'identifier un $d_{50} = 0{,}20 \pm 0{,}07mm$ et une fraction fine (< 80 µm) de $30 \pm 10\%$ La fraction argileuse est peu présente, de l'ordre de 0,5%, ce qui est cohérent avec l'essai de valeur au bleu de méthylène qui donne un résultat faible : VBS = 0,4. C'est un sol sablo-limoneux, de classe B2 d'après la norme GTR.

L'optimum de compactage Proctor du limon de BLV a été identifié pour 16,1 % de teneur en eau à 1,65 g/cm^3. Trois essais de perméabilité à 95% de l'optimum Proctor ont ensuite été réalisés, donnant une valeur moyenne de 3,4x10^{-7} m/s. Les propriétés mécaniques de ce limon en conditions consolidées, non drainées ont été obtenues par un essai de cisaillement à la boîte de Casagrande : $C_{cu} = 15\ kPa$ et $\Phi_{cu} = 36°$

Les courbes granulométriques des sondages SC1 et SC2 sont différentes de moins de 2 %. Toutefois le sondage SC3 possède une fraction grossière plus importante et un d_{50} plus faible, indice d'une certaine hétérogénéité du stock. Les mesures granulométriques sur le limon effectivement livré au hall expérimental de la CNR pour réaliser les 5, 6, 8 et 9 se sont révélées différentes de 10 à 30 % des sondages SC1 et SC2, mais proches du sondage SC3 (Figure V-2).

Un fuseau granulométrique, avec uniquement les mesures granulométriques du limon livré, a donc été défini ainsi qu'un deuxième fuseau, plus large, incluant les mesures réalisées sur le stock (Figure V-3). D'autre part, la granulométrie moyenne des essais 5, 6, 8 9 a été choisie comme granulométrie de référence du limon de BLV (Tableau V-1).

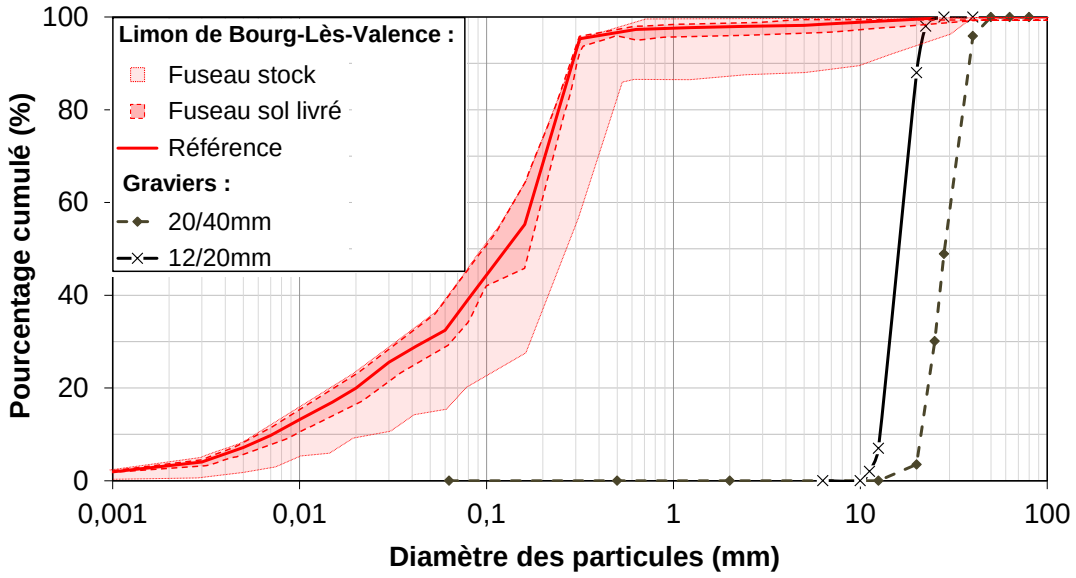


Figure V-3 : Granulométrie de référence du limon de BLV et fuseaux de variabilité des mesures réalisées sur le sol livré ainsi que sur le stock.

	d_{10} (mm)	d_{50} (mm)	d_{85} (mm)	d_H (mm)	C_U [3]	C_C [4]
Limon de BLV	0,008	0,142	0,276	0,065	24,4	84,1
Gravier 12/20mm	12,8	16,5	19,7	16,3	1,4	1,6
Gravier 20/40mm	21,2	28,3	37,2	27,9	1,5	1,8

Tableau V-1 : Granulométries de référence des matériaux testés.

L'essai numéro 7 n'a pas été réalisé avec le limon de BLV mais avec un limon plus cohésif : le limon d'Ampuis. Ce deuxième limon était initialement destiné à être utilisé lors de plusieurs essais, mais il a été abandonné car aucune érosion n'a pu être générée au cours de l'essai 7.

[3] Coefficient d'uniformité du sol : $Cu = d_{60}/d_{10}$
[4] Coefficient de courbure de la courbe granulométrique : $Cc = (d_{30})^2/(d_{10}.d_{60})$

3.1.3 Stabilité de l'interface

Des critères géométriques empiriques ou semi-empiriques ont été proposés dans la littérature pour prédire la stabilité interne d'un sol, ainsi que la stabilité d'une interface entre un sol fin et un sol grossier. Ils ont été appliqués aux granulométries de référence des graviers et du limon de BLV (Tableau V-1). D'après trois critères de filtre différents, les graviers 12/20 mm et 20/40 mm sont trop grossiers pour bloquer géométriquement le limon de BLV (Tableau V-2). Le critère de « continuous erosion » définie par Foster et al. (2001) est aussi vérifié, indiquant qu'une érosion continue, sans possibilité de filtration, est probable. D'autre part, d'après plusieurs de ces critères, le limon de BLV est un sol pour lequel un processus de suffusion est susceptible de se développer,. Enfin, il est probable que ce sol puisse soutenir un conduit d'érosion sans s'effondrer, menant à une rupture rapide de l'ouvrage (Fell, et al., 2003).

Critère	Stabilité ?	Remarques
Critère de filtre entre le limon et le gravier		
(Sherard, et al., 1984; Sherard, et al., 1989)	Non	Impervious soil Group 4 D_{15} (stabilité)=3.6mm << D_{15}=22mm
(Vaughan, et al., 1982)	Non	k~2m/s : Particules retenues > 4mm
(Foster, et al., 2000 ; 2001)	Non	« Continuous erosion »
Stabilité interne du Limon de BLV		
(Kenney, et al., 1985; Kezdi, 1979; Li, et al., 2008)	Limite du critère	(H/F)min=0.96, pour d=15µm
(Burenkova, 1993)	Non	Suffusif
(Wan, et al., 2004)	80% de probabilité d'instabilité	
Progression d'un renard		
(Fell, et al., 2008)	70 à 100% de probabilité de supporter un toit	Sable-limoneux, non plastique, avec 33% de fines, humide
(Fell, et al., 2001; Fell, et al., 2003)	Très rapide	Temps de progression du renard et développement d'une brèche : < 3 h

Tableau V-2 : Stabilité géométrique du couple limon / gravier testé.

Les matériaux choisis pour ces essais présentent clairement des conditions très propices à l'érosion interne. Une construction moderne d'ouvrage hydraulique, sans problèmes de disponibilité et de coût d'approvisionnement en matériaux, éviterait certainement d'utiliser ces sols et de les mettre en contact. Néanmoins, ces matériaux peuvent être rencontrés localement sur certains ouvrages existants, suite par exemple à une suffusion du matériau grossier comme évoqué précédemment, ou suite à un mauvais contrôle (ou une mauvaise qualité et homogénéité) du sol fin disponible sur place au moment de la construction.

3.2 Structure du dispositif

3.2.1 Configurations testées

Neuf essais ont été réalisés, différenciés en deux géométries testées successivement. Tout d'abord, les 3 premiers essais ont été menés avec une forme similaire aux essais à l'échelle de l'échantillon présentés dans le Chapitre III, c'est-à-dire avec une épaisseur de limon et de gravier uniforme sur toute la longueur. Cette situation se retrouve d'ailleurs au centre d'un ouvrage hydraulique (Figure V-4). L'objectif de cette géométrie est de tester le bon fonctionnement de l'ensemble du dispositif expérimental mais aussi d'étudier l'effet d'échelle éventuel vis-à-vis des résultats à l'échelle de l'échantillon.

Les 6 essais suivants ont été réalisés avec une configuration de talus, similaire à la forme du pied de digue d'un ouvrage réel. L'objectif est ici d'étudier l'influence de la hauteur variable de limon sur l'EC mais surtout d'étudier la progression du phénomène d'érosion et les mécanismes pouvant mener à la rupture de l'ouvrage.

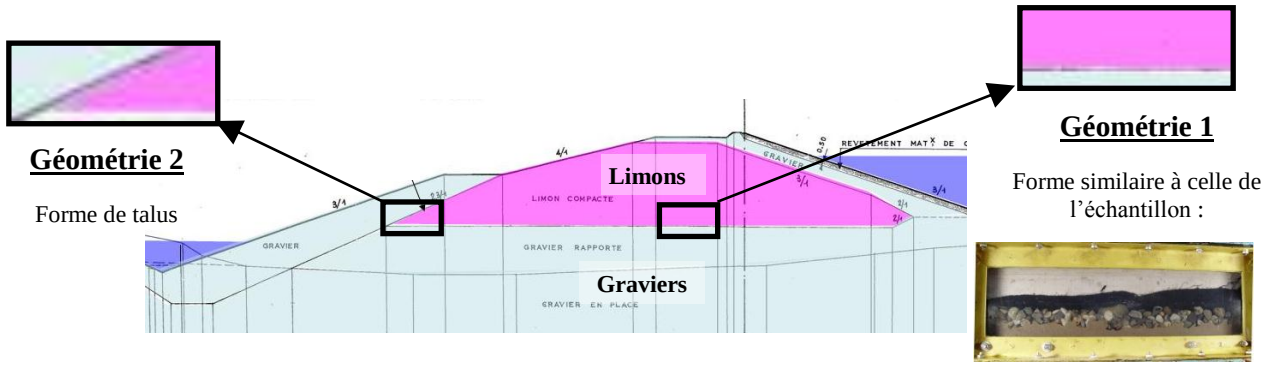


Figure V-4 : Cas type d'ouvrage hydraulique où une EC est susceptible de se développer et géométries du protocole d'essais.

3.2.2 Forme générale

Le dispositif expérimental a pour objectif de soumettre à un écoulement hydraulique contrôlé une interface entre un sol fin et un sol grossier, de manière à générer une EC et suivre son développement. Pour observer un effet d'échelle significatif par rapport à l'essai présenté au Chapitre III, les dimensions de l'interface doivent être nettement supérieures à celles de l'échantillon. La dimension dans la direction de l'écoulement est a priori la plus importante car de nombreux phénomènes y sont liés (concentration en sédiment de l'écoulement, dépôt et filtration, progression des conduits…). La dimension latérale doit être suffisante pour éviter les effets de bords. La hauteur est liée au gradient hydraulique minimum pour provoquer des vitesses de Darcy de 3-4 cm/s avec la perméabilité du gravier choisi. Au final, une taille de $L =$ 8 m de longueur par $l =$ 4 m de largeur et 2,25 m de hauteur a été adoptée. Il y a au final un rapport de l'ordre de 10 avec les dimensions de l'essai à petite échelle.

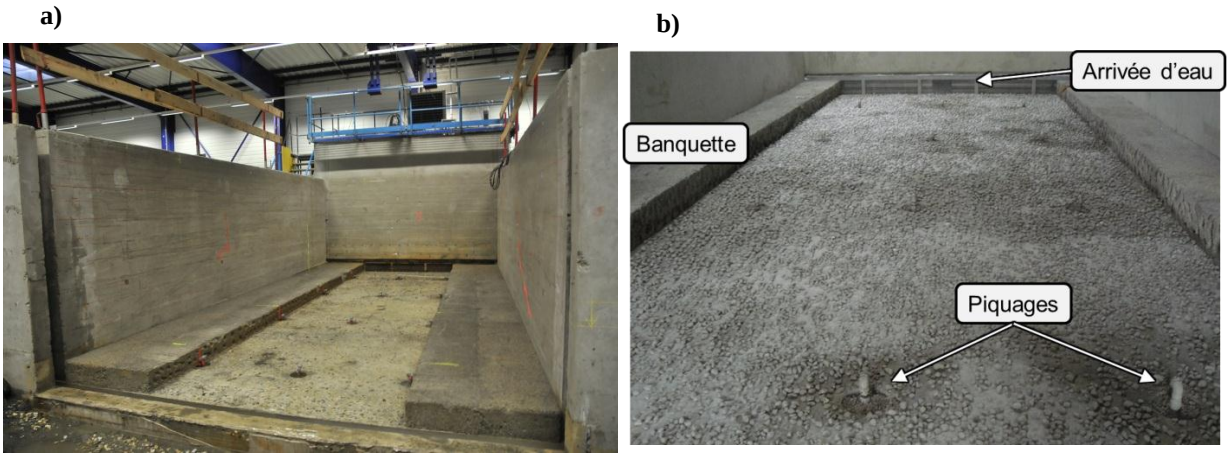


Figure V-5 : a) Structure du modèle vue depuis l'aval b) Fond du modèle avec une rugosité réalisée grâce à des graviers collés, des banquettes sur les côtés pour limiter la zone d'écoulement au centre, et l'arrivée d'eau dans le modèle.

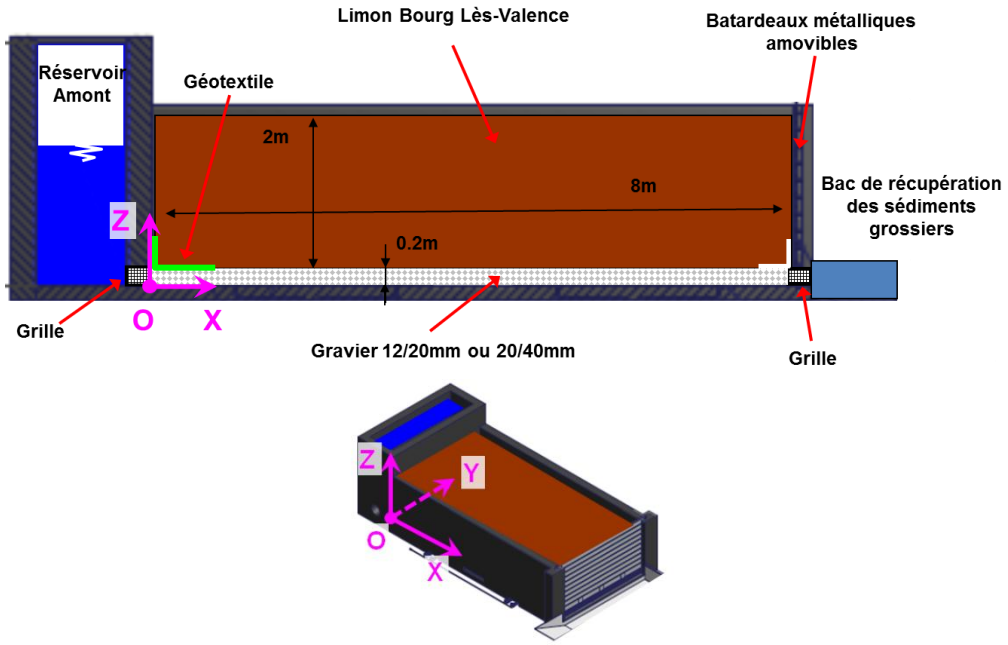


Figure V-6 : Schéma du dispositif expérimental et repère $(\boldsymbol{O}, \vec{\boldsymbol{x}}, \vec{\boldsymbol{y}}, \vec{\boldsymbol{z}})$ associé.

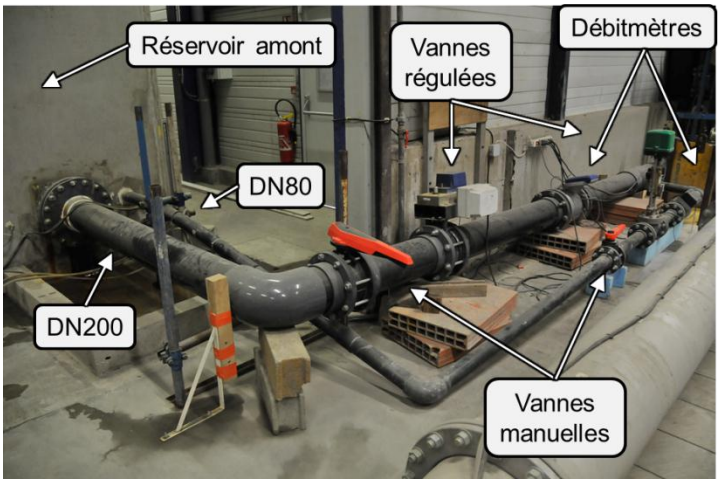
Le dispositif expérimental a été construit en béton armé (Figure V-5-a). La face avant du modèle peut-être fermée si besoin par des batardeaux métalliques amovibles. Ces batardeaux sont mis en place pour les essais avec la géométrie 1, mais pas pour ceux avec la géométrie 2. Le fond du modèle est rendu rugueux en collant des graviers au ciment. L'arrivée d'eau dans le modèle depuis le réservoir est assurée par une grille de 20 cm de hauteur. Des banquettes latérales de 20 cm de hauteur et de 50 cm de largeur sont construites de chaque côté, pour limiter la zone d'écoulement dans les graviers au centre du modèle et ainsi s'éloigner des parois latérales et des effets de bords associés (Figure V-5-b). Les 3 m

restants au centre du modèle sont ensuite remplis par une couche de gravier de 20 cm d'épaisseur jusqu'au niveau des banquettes. Ces banquettes seront élargies pour atteindre 0,95 m de chaque côté à partir de l'essai 3, ne laissant plus que 2,1 m pour l'écoulement. Le limon est ensuite mis en place à l'intérieur selon le protocole décrit au §3.5 (Figure V-6). A l'aval, l'eau traverse une grille, identique à la grille amont, puis déverse dans le réservoir aval. Celui-ci possède un seuil pour fixer la hauteur d'eau aval et de collecter les sédiments grossiers.

3.2.3 Alimentation en eau

Le modèle nécessite une alimentation en eau de plusieurs dizaines de litres par seconde. L'utilisation de l'eau en circuit fermé n'est pas envisageable, car l'eau se charge rapidement en sédiments très fins, dont la filtration est trop complexe et onéreuse pour être mise en place. Comme on ne peut pas raisonnablement utiliser de l'eau du réseau en circuit ouvert pour ce débit élevé, l'eau est pompée directement dans la nappe du Rhône, grâce à un puits. Un débit de 40 ℓ/s est prélevé en permanence, dont seule une fraction et redirigée vers le modèle. Son alimentation se fait par un tuyau PVC de 200 mm de diamètre pour les gros débits et par un tuyau de 80 mm pour les faibles débits. Chacune de ces arrivées d'eau est munie d'un débitmètre, d'une vanne régulée et d'une vanne manuelle pour contrôler le débit entrant dans le modèle (Figure V-7-a). L'eau parvient ensuite dans un réservoir tampon de 3 m de hauteur, localisé au contact de la face arrière du modèle (Figure V-7-b).

a)



b)

Figure V-7 : Alimentation en eau du modèle a) Régulation du débit sur les deux arrivées d'eau b) Arrivée d'eau dans le réservoir par le DN200 percé pour limiter les remous.

3.3 Construction de la digue expérimentale

Le gravier est mis en place entre les deux banquettes, sur 20 cm d'épaisseur, puis égalisé avec une règle. Il est nettoyé à grande eau, et, suivant les essais, un géotextile est disposé sur le gravier, à l'angle amont du modèle. Il permet, comme pour les essais à petite échelle, d'empêcher l'érosion à cet endroit où des effets de bords peuvent être gênants.

Le limon est ensuite mis en place à la teneur en eau de l'optimum Proctor (16,1 %) et compacté de manière à atteindre 95 % de l'optimum (Densité sèche : ρ_d=1,57 g/cm^3). Il est amené à la teneur en eau voulue par un arrosage du stock si besoin, puis disposé par couches successives de 25 cm foisonnés et compactées au rouleau en 5 passes (Figure V-8, Figure V-9). Une plaque vibrante est utilisée à proximité des murs latéraux pour éviter un défaut de compactage à cet endroit. Le nombre de passes a été déterminé grâce à une planche d'essai pour laquelle des mesures de densité du sol ont été faites à différentes étapes du compactage.

a)

b)

c)

d)

Figure V-8 : a) Mise en place du gravier et de la première couche de limon. b) Interface gravier/limon observé sur la planche d'essai. c) et d) Compactage des couches de limon.

a) b)

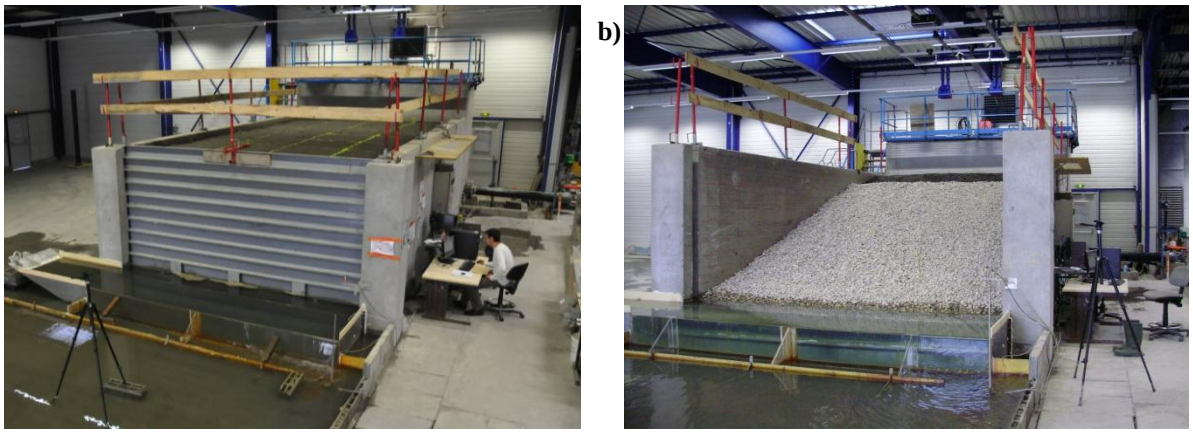


Figure V-9 : Modèles terminés a) Géométrie 1 b) Géométrie 2.

La teneur en eau et la densité du sol fin sont contrôlées par des mesures régulières à la trousse coupante au cours du montage (Figure V-12). Certaines livraisons de limon étaient plus humides que la teneur en eau de l'optimum. Le sol a alors été étalé à l'intérieur du hall pour essayer de le sécher mais sans succès. Les teneurs en eau moyenne au montage sont comprises entre 16,6 % (essai 4) et 19,6% (essai 5) avec une moyenne à 17,9 % (Figure V-10). On rappelle que l'essai 7 a été construit avec un limon différent (limon d'Ampuis). Ces essais ont donc tous été réalisés du côté humide de l'optimum (16,1 %). L'essai 4 se démarque par sa teneur en eau plus faible (16,3 %). Au démontage, les teneurs en eau sont proches de celle à la mise en place ou supérieures (jusqu'à 4% supérieures). La couche n°1, au contact du gravier, ne se démarque pas particulièrement de la teneur en eau moyenne.

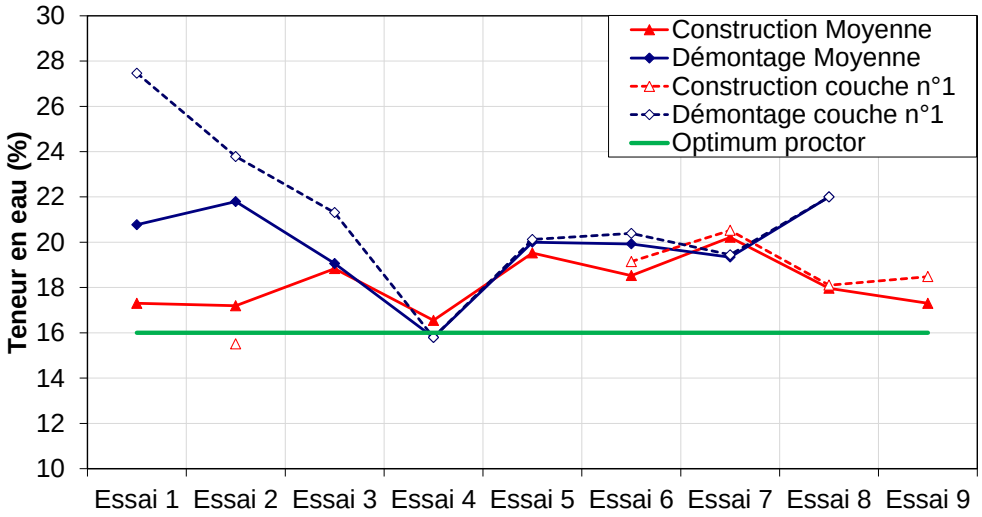


Figure V-10 : Teneur en eau moyenne mesurée au montage et au démontage.

On peut remarquer que les densités moyennes sèches des essais 1 et 2 sont faibles par rapport à l'objectif de 1,57 g/cm^3 (Figure V-11). A partir de l'essai 3, le protocole de compactage a été légèrement modifié (couches moins épaisses et plus de passes) ce qui a

permis de gagner un peu en densité pour les autres essais : densités comprises entre 1,48 g/cm3 (Essai 3) et 1,57 g/cm3 (Essai 6) avec une moyenne à 1,52 g/cm3 (92% de l'optimum Proctor). La couche n°1, soumise en premier à l'érosion, possède une densité globalement très proche de la densité moyenne (légèrement supérieure pour les essais 6 et 9). Au démontage, la densité est légèrement supérieure à celle à la mise en place.

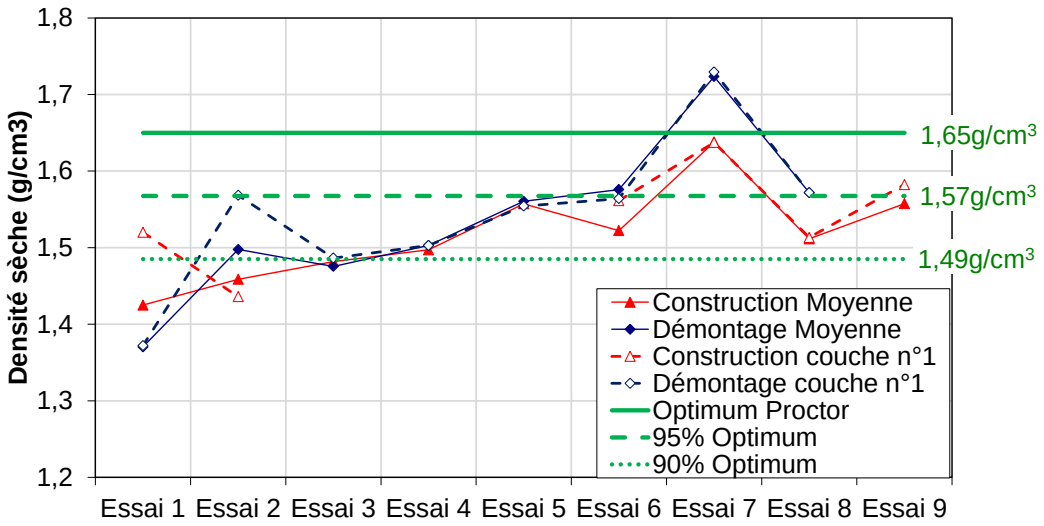


Figure V-11 : Densité sèche moyenne mesurée au montage et au démontage des essais.

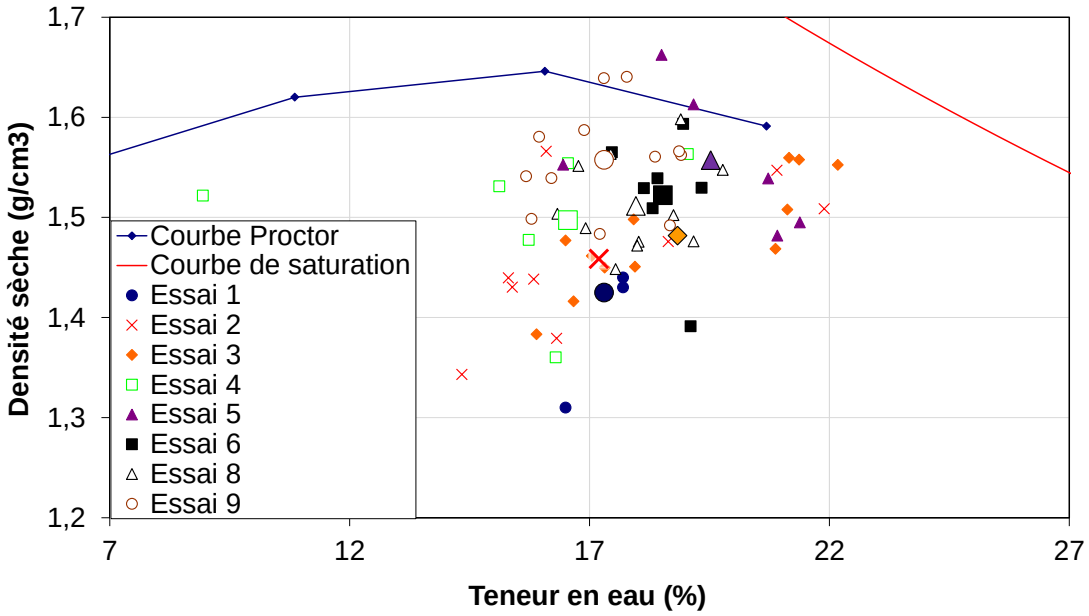


Figure V-12 : Densités et teneurs en eau obtenues à la trousse coupante après compactage. Les symboles de petite taille indiquent les mesures individuelles à la trousse coupante, les symboles de grande taille indiquent les valeurs moyennes obtenues pour chaque essai.

En comparant toutes les mesures réalisées sur le diagramme de la courbe Proctor, on constate d'abord une importante dispersion des résultats à la fois en densité et en teneur en eau (Figure V-12). On peut aussi noter une légère corrélation positive entre les deux variables. La relation entre la résistance à l'érosion et la teneur en eau ou la densité d'un sol est complexe (Regazzoni, 2009). Néanmoins, on considère généralement que la résistance la plus élevée à l'érosion est obtenue côté humide de l'optimum Proctor, pour la densité la plus élevée. C'est dans ce cas l'essai 5 qui devrait être le plus résistant et les essais 1, 2 et 4 les moins résistants.

En conclusion, le limon de BLV a été mis en place pour chaque essai à une teneur en eau moyenne supérieure de 1 à 3 % de celle de l'optimum Proctor. Cette différence avec notre objectif est due aux grands volumes de sol mis en jeu, pour lesquels aucune méthode de séchage efficace n'a pu être trouvée. Les densités sèches relevées sont comprises entre 90 et 95 % de l'optimum Proctor. Ces caractéristiques mesurées durant la construction sont conservées jusqu'au démontage. On remarque simplement une augmentation de la teneur en eau de 1 à 4 % durant l'essai liée à la saturation du sol.

D'autre part, on constate que les mesures de densité et de teneur en eau sont relativement dispersées. Cela peut être en partie attribué à une faible précision des mesures à la trousse coupante mais aussi à une certaine hétérogénéité du sol mis en place.

Finalement, en comparant les essais entre eux, on peut distinguer l'essai 5, plus humide et plus dense, ce qui peut le rendre plus résistant à l'érosion par rapport aux autres, et les essais 1, 2 et 4 moins denses et a priori plus sensibles à l'érosion.

3.4 Instrumentation

Les capteurs installés dans le dispositif expérimental doivent permettre, d'un côté, de contrôler la sollicitation hydraulique appliquée sur l'échantillon et, de l'autre, de suivre l'initiation et le développement de l'érosion ainsi que ses conséquences sur l'ouvrage.

3.4.1 Hauteur d'eau amont et aval

La hauteur d'eau dans le réservoir est enregistrée par une sonde à ultra-sons Microsonic installée au sommet du réservoir. Cette sonde mesure le niveau d'eau avec une précision de 2 %. Il s'est avéré que la mesure de cette sonde était altérée par le CO_2 utilisé pour la saturation du modèle. Elle a ensuite été remplacée par une sonde de pression. La hauteur dans le réservoir aval est mesurée par une autre sonde à ultra-sons (Figure V-13-a). Le réservoir aval étant muni d'un seuil de 4 m de largeur, le niveau d'eau varie de 4 cm entre un débit quasi-nul et le débit maximum de 50 ℓ/s.

La référence des mesures des altitudes est fixée à 0 m à la base de la couche de gravier (*Cf.* Figure V-6) : l'interface est donc localisée à $Z = 20\ cm$.

3.4.2 Débits

Le débit d'eau arrivant dans le réservoir amont est mesuré par les deux débitmètres installés sur les tuyaux d'alimentation (Figure V-13-b). Le débit transitant depuis ce réservoir à travers la couche de gravier du modèle n'est pas mesuré. Néanmoins, il peut être simplement estimé durant un pas de temps Δt :

$$\mathrm{Q_{graviers}} = \mathrm{Q_{entrée}} - \frac{\Delta \mathrm{h_{res}} * \mathrm{A_{res}}}{\Delta \mathrm{t}} \qquad \text{(V.1)}$$

Avec $\mathrm{Q_{graviers}}$ (m^3/s) le débit sortant du réservoir, $\mathrm{Q_{entrée}}$ (m^3/s) le débit d'alimentation entrant dans le réservoir, Δh_{res} (m) la variation de hauteur d'eau dans le réservoir amont et A_{res} (m^2) la surface du réservoir.

On fera l'hypothèse par la suite que le débit sortant du réservoir est égal à la fois au débit transitant dans la couche de gravier et au débit sortant du modèle par le déversoir aval. Cette hypothèse revient à considérer un état stationnaire et à négliger les variations du débit à travers la couche de limon. Comme la perméabilité du limon est de l'ordre de $3x10^{-7}$ m/s contre environ 10^{-1} m/s pour les graviers, cette hypothèse paraît tout à fait raisonnable.

Néanmoins, pour vérifier cette hypothèse, le débit sortant peut être estimé d'après la hauteur d'eau mesurée dans le réservoir aval, dont est déduite la hauteur de la lame d'eau déversant par-dessus le seuil. Toutefois, le seuil faisant 4 m de largeur, la précision de cette mesure est très faible. Ce calcul a néanmoins été réalisé plusieurs fois au cours des essais et il a confirmé, au moins grossièrement, l'hypothèse précédente.

La vitesse de Darcy moyenne au sein de la couche de gravier peut ainsi être simplement estimée par la relation : $U = Q_{graviers}/(l * ep_G)$, avec $l = 2{,}1\ m\ ou\ 3\ m$ la largeur d'écoulement et $ep_G = 0{,}2\ m$ l'épaisseur de la couche de gravier de base.

a)

b)

c)

Figure V-13 a) Sonde à ultra-sons de niveau d'eau. b) Débitmètre électromagnétique. c) Vanne régulée DN80.

3.4.3 Régulation de la charge constante

Les essais étant réalisés à charge constante, il est nécessaire de maintenir la hauteur d'eau dans le réservoir amont, quelque-soit le débit transitant dans les graviers. Deux contrôleurs PID ont donc été installés pour contrôler l'ouverture ou la fermeture des vannes régulées d'alimentation en fonction de la variation de la hauteur d'eau dans le réservoir (Figure V-13-c). Le réglage réalisé permet de limiter les fluctuations du niveau dans le réservoir amont à ± 2 cm.

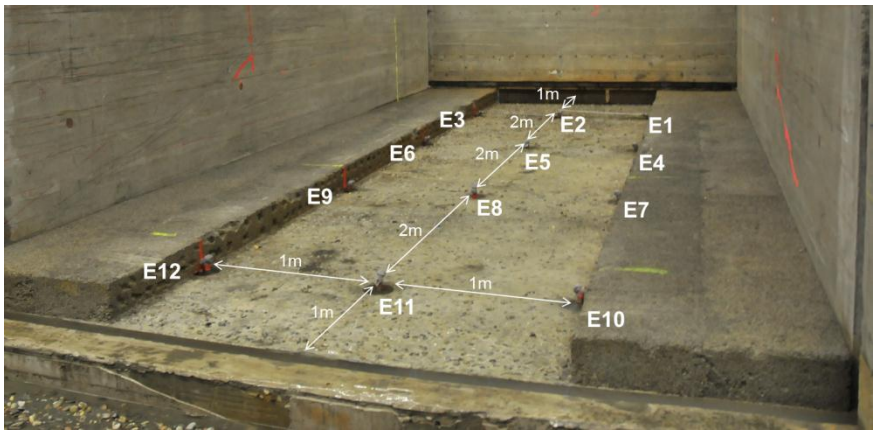
3.4.4 Capteurs de pression

Pour suivre l'état de saturation du limon au cours de l'essai et l'évolution de la position de ligne piézométrique, 5 sondes de pressions interstitielles ont été installées dans le limon au cours du montage (2 sondes Druck ayant 150 mbar de gamme de mesure et 0,1 % de précision et 3 sondes Scaime ayant 300 mbar de gamme de mesure et 0,5 % de précision). Ces capteurs mesurent en continu la charge hydraulique au sein du limon (Figure V-14).

La pression hydraulique au sein de la couche de gravier est mesurée en 12 points par le biais de « piquages ». En effet, 12 tuyaux ont été installés dans la dalle du modèle et débouchent dans la couche de graviers, en 12 points différents, à 8cm au-dessus de la dalle. (Figure V-15). Ces tuyaux sont connectés par le biais d'un système d'électrovanne Burckert à un capteur de pression différentielle VEGA dont l'autre extrémité est reliée au réservoir amont (Figure V-16). Le capteur différentiel possède une plage de mesure 0-300 mbar avec une précision de 0,075 %.

Figure V-14 : Sonde de pression interstitielle installée dans le limon.

a)



b)

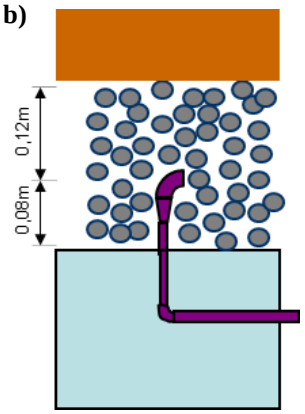


Figure V-15 : a) Implantation des piquages. b) Coupe du piquage dans la couche de gravier.

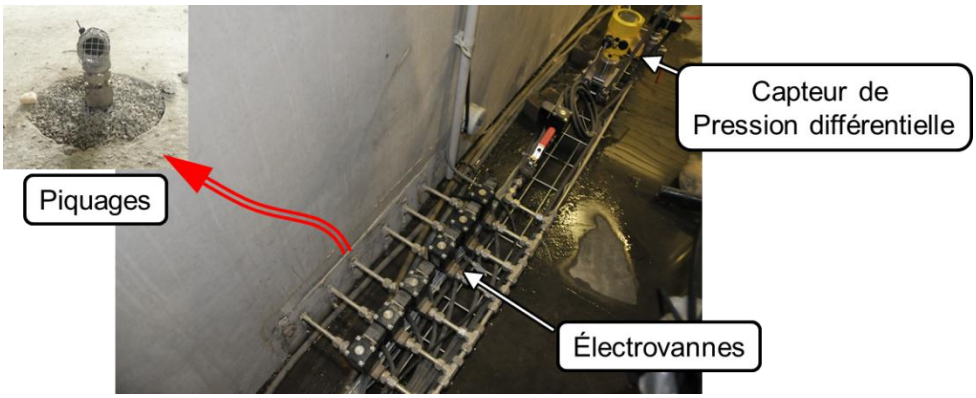


Figure V-16 : Electrovannes du système d'échantillonnage permettant la mesure de pression dans les graviers par les piquages.

3.4.5 Suivi de l'érosion

Le développement de l'érosion est suivi en mesurant la quantité de matériaux transportés par l'écoulement à la sortie du modèle. Les matériaux grossiers sédimentent dans le réservoir aval et sont collectés manuellement, à intervalles de temps réguliers (1 à 24 h selon l'intensité de l'érosion) (Figure V-17-a). Ils sont ensuite séchés à l'étuve à 105 °C puis pesés. La quantité de matériaux fins, transportés en suspension dans l'eau, est évaluée par une sonde de turbidité (Analite de gamme 0-3000 NTU avec une précision de 2 %) placée à l'exutoire du réservoir aval (Figure V-17-b). La mesure de turbidité réalisée permet de déduire une concentration en sédiments grâce à une calibration préalable, de manière similaire au turbidimètre en ligne utilisé à petite échelle (*Cf.* Chapitre III). La calibration a été effectuée en collectant 20 ℓ d'eau chargée en sédiments à différents moments de l'essai. La concentration en sédiments est obtenue par sédimentation dans le seau, puis séchage à l'étuve pour mesurer la masse sèche de sol présente dans les 20 ℓ d'eau chargée. En comparant la turbidité mesurée au moment de la collecte à la concentration calculée, on peut établir une calibration satisfaisante sur le domaine 0-800 NTU : 1 g/ℓ = 650 NTU (Figure V-18-a). Par addition entre la masse de sol collectée manuellement et celle évaluée par le turbidimètre, on obtient une estimation de la quantité totale de matériaux transportés par l'écoulement à la sortie.

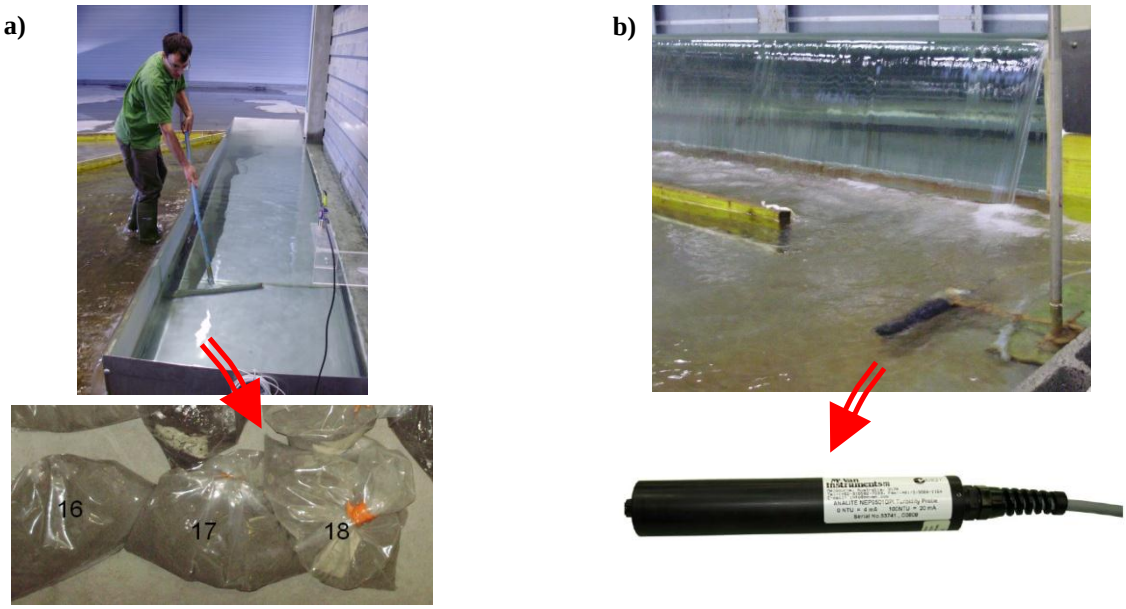


Figure V-17 : a) Ramassage manuel des sédiments grossiers qui ont sédimenté dans le bac aval. b) Estimation du sol en suspension par une sonde de turbidité Analite.

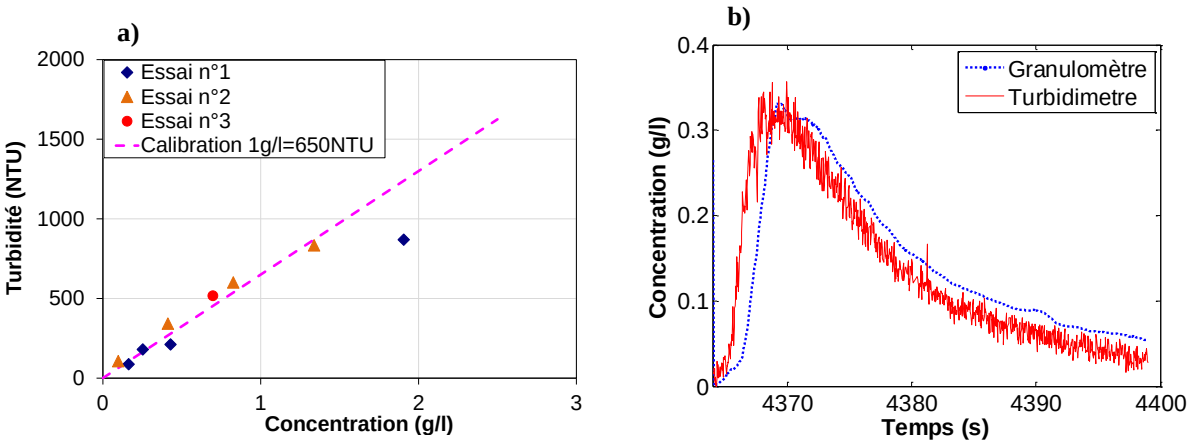


Figure V-18 : a) Calibration de la relation entre la mesure de turbidité (NTU) et la concentration en matières en suspension (g/l) b) Comparaison de la concentration déduite de la mesure de turbidité et celle mesurée directement par le granulomètre en ligne.

3.4.6 Mesures au granulomètre laser

Les piquages débouchant dans la couche de gravier servent à mesurer la pression (*Cf.* §3.4.4) mais aussi à réaliser des prélèvements d'échantillons d'eau chargée en sédiments. Ces échantillons sont analysés par un granulomètre laser en ligne Malvern (Figure V-19). Cet appareil permet d'estimer la granulométrie des particules en suspension par une mesure de la diffraction d'un laser. Il inclut aussi une mesure de concentration en particules de l'échantillon. Les mesures sont effectuées en continu et une moyenne sur 10 secondes est enregistrée pour chaque piquage. Le cycle complet du système d'électrovannes reliées aux piquages inclut en définitive :

- une mesure de la pression dans les 12 piquages
- un cycle de nettoyage des tuyaux grâce à l'eau du réseau
- un prélèvement d'eau dans le réservoir amont pour la calibration du granulomètre laser
- un prélèvement d'eau chargée en particules en suspension dans les 12 piquages et dans l'eau qui se déverse du réservoir aval, pour une analyse par le granulomètre laser.

La durée totale d'un cycle est de 20 minutes, ce qui correspond à l'intervalle entre deux mesures de pression ou de granulométrie dans chaque piquage.

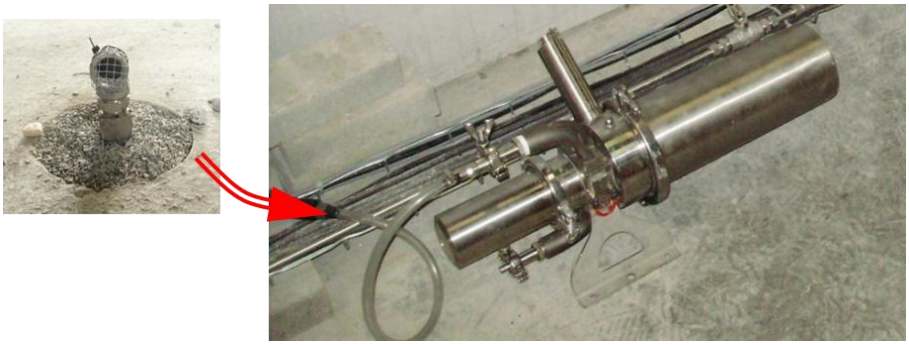


Figure V-19 : Granulomètre laser Malvern connecté aux piquages.

Le granulomètre a aussi permis de valider la calibration de la sonde de turbidité (*Cf.* §3.4.5) en comparant la mesure de concentration donnée par le granulomètre laser à celle déduite de la mesure de turbidité (Figure V-18-b).

3.4.7 Mesures topographiques

Le développement d'EC créé des cavités à l'intérieur de l'ouvrage suite au détachement et au transport de matériaux fins. Par effondrements successifs, ceci peut provoquer en surface des fontis localisés ou des tassements plus globaux. Le suivi de la topographie de surface de l'ouvrage est donc un des moyens pour détecter de l'extérieur une érosion interne.

La topographie des essais 1 et 2 a été relevée avec un théodolite toutes les 24 heures. Cette méthode était contraignante par le temps nécessaire pour une mesure (environ 1 heure), et par la difficulté d'avoir un angle de vue englobant l'intégralité de la surface.

Un système de photogrammétrie a pour cette raison été mis en place pour les essais suivants de manière à relever à intervalles de temps réguliers, la topographie du modèle (Figure V-20). La conception du système et la mise au point du traitement de données ont été faits par la société IGN. Huit appareils photographiques numériques « Canon 100D », munis chacun d'un objectif grand angle de 8mm, ont été installés sur une structure en aluminium suspendue par un câble à la charpente du hall expérimental. Une manivelle permet de descendre temporairement la structure pour mettre en place les appareils et réaliser les

réglages. Ces 8 appareils sont connectés à une unité centrale fixée à la structure. Elle est reliée par un câble réseau à un ordinateur installé à côté du modèle. Un logiciel commande une prise de vues synchronisées des appareils à intervalles de temps réguliers. Il effectue ensuite un calcul de photogrammétrie sur ces prises de vues pour obtenir un Modèle Numérique de Terrain de la surface du modèle. Des cibles sont installées sur les murs latéraux pour servir de points de référence.

Le MNT obtenu est composé de 4 millions de points, avec une précision constatée de l'ordre du centimètre. L'intervalle de temps entre deux prises de vue est généralement fixé à 15 minutes lors de l'essai et abaissé à 5 minutes lors de la détection d'une érosion intense en cours.

a) **b)**

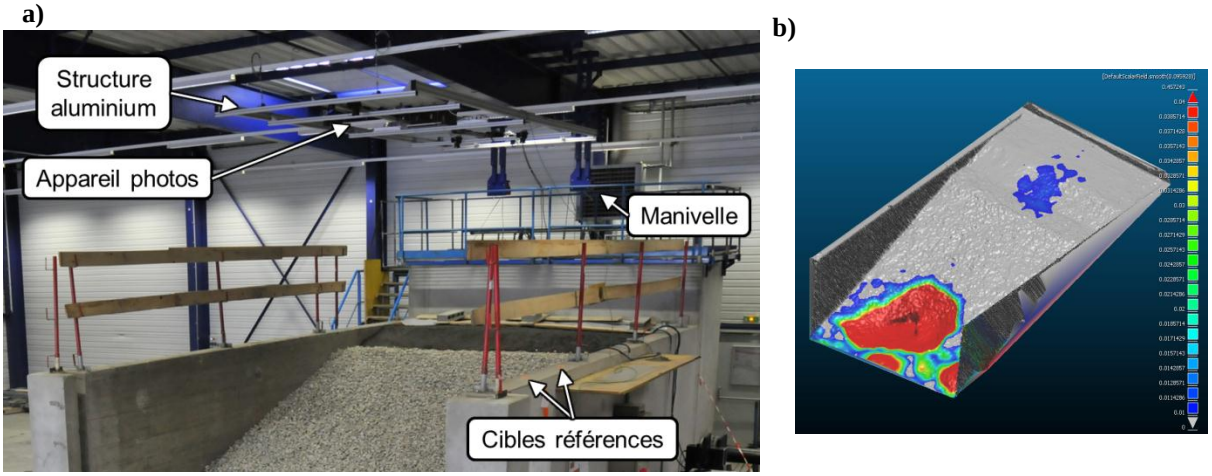


Figure V-20 : a) Implantation du système de photogrammétrie. b) Résultat dans le cas d'un tassement.

3.4.8 Mesures de déformation et température par fibre optique

L'utilisation d'une fibre optique permet une mesure répartie de température et de déformation sur une grande longueur (Henault, et al., 2010). Depuis quelques années, cette technologie fait l'objet d'un développement important dans le domaine de la détection de fuites dans les ouvrages hydrauliques. Elles sont généralement identifiées grâce à leur signature thermique. Une fibre optique a ainsi été mise en place au sein de la digue expérimentale avec deux objectifs :

- apporter des données (température et déformation) utiles à l'interprétation de l'essai
- évaluer la capacité de la fibre à détecter l'amorce et le développement de l'EC.

Elle a été installée dans l'ouvrage pour les essais 5 à 9, d'abord au sein d'une première nappe, sur la première couche de limon compacté, puis dans une deuxième nappe, sur la troisième couche de limon compacté. Elle est disposée en réalisant une série d'aller-retour dans la largeur du modèle pour multiplier les points de mesures (Figure V-21). La fibre est maintenue en place par des épingles fichées dans le limon au moment de son installation, puis recouverte de limon tamisé pour éviter que des éléments grossiers et anguleux ne soient en

contact avec la fibre. Au total 70 m de fibre optique sont utilisés, avec 14 lignes transversales de mesure. Celles-ci sont espacées de 75 cm et situées soit à 20 cm au-dessus de l'interface pour les 8 lignes de la première nappe, soit à 60 cm au-dessus de l'interface pour les 6 lignes de la seconde nappe.

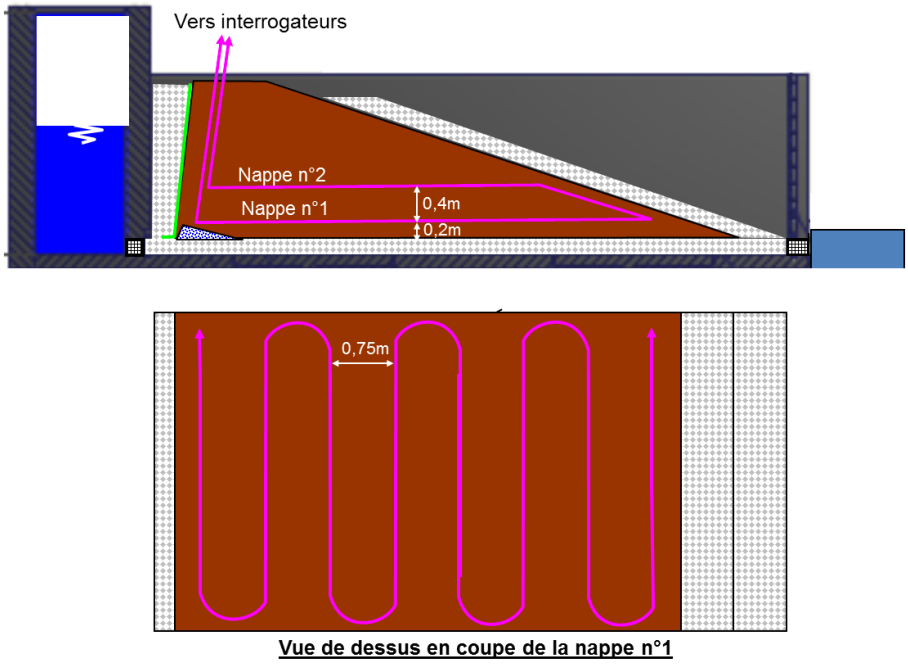


Figure V-21 : Schéma d'implantation de la fibre optique (nappe 2 implantée de manière similaire à la nappe 1, mais avec un aller-retour de fibre en moins).

La fibre optique est connectée à son extrémité à un interrogateur « Distributed Temperature Sensor Ultima » (DTS), produit par Silixa, pour mesurer la température et à un interrogateur « Optical Backscatter Refectometter » (OBR), produit par LUNA Technologies, pour mesurer la déformation (Figure V-22).

Le principe de mesure consiste à envoyer un signal dans la fibre optique et à analyser la fraction de ce signal qui est réfléchie tout au long de la fibre. L'intervalle de temps entre l'émission du signal et la réception de la fraction réfléchie indique la distance à laquelle se situe le point considéré. L'analyse du spectre du signal réfléchi permet de déterminer la température et la déformation de la fibre en ce point. La température de la fibre peut ainsi être déduite de la modification du pic du spectre dit « Raman » (Lanticq, 2010). Le pic « Rayleigh » est lui modifié à la fois par la température et la déformation de la fibre selon son axe principal (Froggatt, et al., 1998; Kreger, et al., 2006). Il faut pour cela réaliser un calcul de décorrélation à partir des mesures de température pour remonter à la déformation de la fibre. Cependant, nous avons mesuré des variations de l'ordre de seulement 2 à 3°C dans l'ouvrage au cours des essais. Nous considèrerons donc que l'influence des variations de température sur la mesure de déformation est faible et qu'il n'est pas nécessaire d'effectuer le

calcul de décorrélation, complexe à mettre en œuvre. Cependant, il faudra garder à l'esprit dans l'interprétation des mesures de déformation que des variations faibles et progressives peuvent être liées à un biais de mesure dû aux variations de température. La mesure de déformation est une mesure relative, par rapport à un état initial de référence. Durant nos essais, cet état de référence correspond à une mesure après la mise en eau du modèle mais avant le début de l'essai. La valeur obtenue est exprimée en microdéformation, c'est-à-dire en micromètres d'allongement (+) ou de rétrécissement (-) de la longueur de fibre par mètre linéaire.

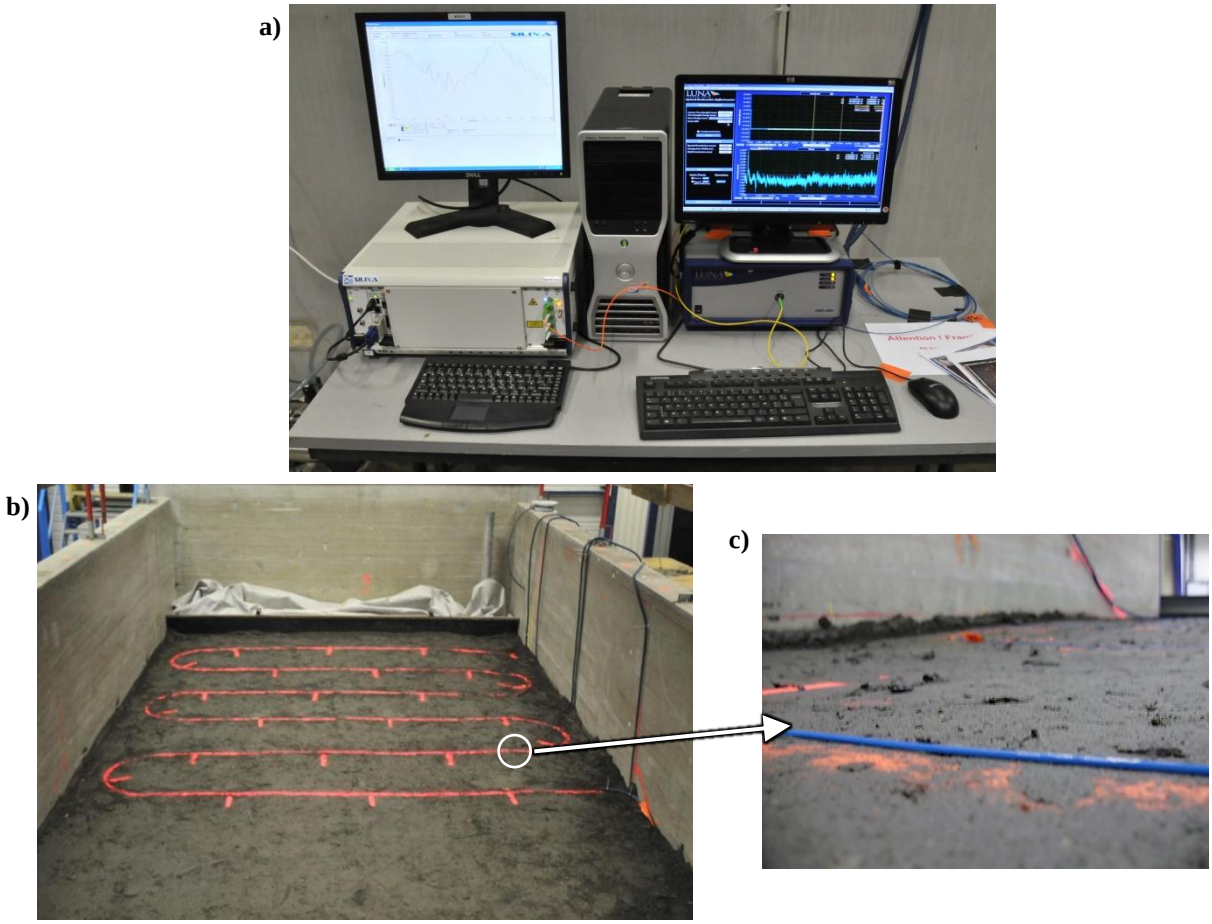


Figure V-22 : a) Interrogateurs de température et de déformation connectés aux extrémités de la fibre optique b) Implantation de la fibre optique sur la deuxième nappe. c) Détail de la fibre optique disposée sur le limon.

Au final, la température est mesurée à ± 0,1 °C et correspond à la valeur moyenne de la fibre sur 25 cm. La déformation est mesurée à ±1 µm/m tous les 20 µm de fibre. La mesure de température est réalisée automatiquement à une fréquence de 1 Hz et une valeur moyenne est enregistrée toutes les 120 secondes. La mesure de déformation est déclenchée manuellement : toutes les heures durant tout l'essai mais toutes les 10 minutes dès lors qu'une érosion intense est suspectée.

Ces appareils ont été fournis par EDF qui a sous-traité leur installation au bureau d'étude Géophyconsult, qui a aussi analysé et traité les données.

3.4.9 Mesures de résistivité électrique

Les mesures de résistivité électrique sont fréquemment utilisées en géotechnique pour réaliser des sondages de caractérisation d'une zone de sous-sol. Cette méthode a donc été testée sur le modèle pour déterminer son aptitude à détecter la progression d'une érosion interne. En effet, si des cavités se forment ou si la densité change, la résistivité électrique du sol est modifiée. 64 électrodes, constituées d'une tige en laiton de 50 cm, ont été mises en place selon un quadrillage régulier à la surface du modèle (Figure V-23-a). Deux électrodes d'injection ont, d'autre part, été installées au cœur de la couche de limon et en crête de digue. Un courant électrique est ensuite appliqué par cette électrode d'injection, avec des différences de potentiel au niveau des 64 autres électrodes. Ces différences sont fonction des caractéristiques du sol traversé par les lignes de courant.

Pour les essais 6, 7, 8 et 9, des mesures de ce type ont été effectuées toutes les 30 minutes durant toute la durée de l'essai, et interprétées par l'entreprise EDG.

a)

b)

Figure V-23 a) Electrodes et câble de connexion (jaune) à la surface du modèle b) Système de mesure de résistivité électrique.

3.4.10 Système d'acquisition

Les 5 sondes interstitielles, les 2 sondes à ultra-sons de niveau d'eau, les 2 débitmètres, la sonde de turbidité et le capteur de pression différentielle sont tous connectés à une interface CompactDaq de National Instrument, reliée à un PC. Un logiciel développé sous Labview par la société Hermès permet d'enregistrer les données toutes les 5 secondes à l'exception de la mesure de turbidité, enregistrée toutes les secondes. Les électrovannes qui contrôlent les mesures successives de pression dans tous les piquages, le prélèvement d'échantillons analysés par le granulomètre laser et le cycle de nettoyage sont également

commandés par le logiciel via l'interface CompactDaq et par des relais. Les données du granulomètre laser, de topographie, des fibres optiques et de résistivité électriques sont enregistrées par des PC dédiés à chacune de ces mesures.

3.5 Mode opératoire

La construction de l'ouvrage expérimental nécessite deux semaines à l'équipe de construction composée de 2 à 3 personnes. Les graviers sont mis en place puis les différentes couches de limon compactées, en installant, au fur et à mesure, les sondes interstitielles et la fibre optique. Pour les essais avec la géométrie 2, une recharge est finalement déposée sur le talus de limon.

Le modèle est ensuite saturé en CO_2 avant d'être mis en eau. Cette étape permet de s'assurer que la couche de gravier est bien saturée et qu'il n'y a pas de bulles d'air piégées à l'interface. Pour autant, il n'est pas envisageable de saturer intégralement la couche de limon. 11 kg de CO_2 sont injectés en 1 h soit l'équivalent de 6 m^3 à pression atmosphérique, grâce aux piquages du système d'échantillonnage. Une fois l'injection terminée, le niveau d'eau est progressivement augmenté jusqu'à atteindre 26 cm, soit 6 cm au-dessus de l'interface. Le modèle est laissé en l'état durant au minimum 48 h avant le début de l'essai. Le limon susceptible de s'éroder en premier, localisé à l'interface, est donc a priori correctement saturé.

L'essai débute généralement le lundi à 8 h, par une montée progressive de la charge amont jusqu'au premier palier. Le niveau est ainsi élevé toutes les 24 h jusqu'à atteindre la charge maximale le vendredi à 8 h. Durant l'essai, un suivi permanent du bon fonctionnement des capteurs est nécessaire ainsi que la collecte régulière des sédiments grossiers. L'essai est arrêté lorsque le débit maximum d'alimentation par la pompe est atteint (~50 ℓ/s), suite à la rupture de l'ouvrage, ou à la fin de la durée maximum définie pour l'essai.

Au total, 9 essais ont donc été menés de juillet 2010 à mai 2011.

3.6 Mesures réalisées au démontage

A la fin de l'essai, on effectue une première phase d'observations visuelles, en dégageant si besoin la sortie des conduits d'érosion. Des essais au pénétromètre « PANDA » sont ensuite effectués à la surface de l'ouvrage selon un quadrillage de 16 points (*Cf.* §8.5). Ensuite, le limon est progressivement évacué à la pelle mécanique. Des coupes régulières sont faites pour observer l'état du sol et identifier les zones altérées par l'écoulement. La densité et la teneur en eau sont mesurées à la trousse coupante (*Cf.* §3.3). Des échantillons de sol et de gravier sont prélevés et font l'objet d'une caractérisation granulométrique par tamisage et sédimentométrie.

Les informations collectées lors du démontage complètent et aident à l'interprétation des mesures réalisées lors de l'essai pour localiser l'érosion. Elles permettent aussi de quantifier l'impact de l'EC sur le matériau constituant l'ouvrage.

4. Résumé des essais réalisés

Les essais 1 à 3 correspondent à la géométrie 1 du programme d'essai pour laquelle la structure est fermée à l'aval sur toute sa hauteur : le limon de BLV est mis en place avec une épaisseur uniforme de 2 m au-dessus de la couche de gravier de 20 cm. Les essais 4 à 9 correspondent à la géométrie 2 pour laquelle la structure est ouverte à l'aval : le limon est mis en place avec un talus de 1:3 (18°) surmonté d'une recharge en gravier. L'essai 7 est le seul qui a été construit avec le limon d'Ampuis. Les essais 8 et 9 ont permis de tester deux solutions de confortement pour éviter la rupture de l'ouvrage (Tableau V-3).

Essai	Forme	Recharge	Gravier	Limon	Observation	Date	Durée
1	Epaisseur Cste	Sans	12/20mm	BLV	Fontis amont	07/2010	99h
2	Epaisseur Cste	Sans	12/20mm	BLV	Fontis amont	09/2010	166h
3	Epaisseur Cste	Sans	20/40mm	BLV	Érosion amont	10/2010	175h
4	Talus	20cm de 20/40mm	20/40mm	BLV	Renard	11/2010	200h
5	Talus	20cm de 20/40mm	20/40mm	BLV	Erosion régressive	01/2011	200h
6	Talus	20cm de 20/40mm	20/40mm	BLV	Renard	02/2011	35h
7	Talus	20cm de 20/40mm	20/40mm	Ampuis	Pas d'érosion	03/2011	336h
8	Talus	20cm + Géotextile	20/40mm	BLV	Renard	04/2011	114h
9	Talus	50cm dont 30cm de 2/6mm	20/40mm	BLV	Renard	06/2011	~120h

Tableau V-3 : Résumé des essais à grande échelle réalisés

Ces 9 essais sont décrits dans l'Annexe 4. On retrouvera ainsi le détail du schéma de construction de l'ouvrage, le protocole suivi, les observations réalisées et enfin l'interprétation des résultats.

Une présentation synthétique est toutefois réalisée ci-après. Les données nécessaires à l'analyse sont généralement présentées dans le corps du texte, mais on pourra à tout moment se référer à l'Annexe 4

4.1 Géométrie 1 : synthèse des essais 1, 2 et 3

Ces 3 essais ont été construits selon le schéma de la figure V-24. Les résultats en termes d'évolution de la charge amont, du débit et de la concentration de l'effluent sont présentés sur les figures V-25, V-26 et V-27. Les observations durant l'essai et au apparaissent sur les figures V-28, V-29 et V-30. Lors de ces essais, on constate :

- Des pics transitoires d'érosion au moment des premiers changements de palier. La concentration en particules transportées retombe rapidement à zéro.
- Le déclenchement soudain d'une érosion intense à 3,5 cm/s et 8 h de palier pour l'essai 1, à 2 cm/s et 37 h de palier pour l'essai 2 et à 2 cm/s et 3 h de palier pour l'essai 3.
- Suivie d'une brève augmentation du débit total (augmentation de la perméabilité du modèle) liée a priori à une part de l'écoulement qui transite par les cavités formées au-dessus de l'interface.
- Une diminution du débit, attribuée à un colmatage des graviers de base, colmatage localisé à l'aval de l'ouvrage d'après les mesures de pression.
- L'apparition pour les essais 1 et 2 d'un fontis en surface au contact du mur amont, une vingtaine d'heures après le début de l'érosion intense. A ce moment, le transport solide est redevenu très faible.
- Des zones sableuses et décompactées au cœur du limon, principalement à l'amont, laissant suspecter une influence du mur amont sur le processus.

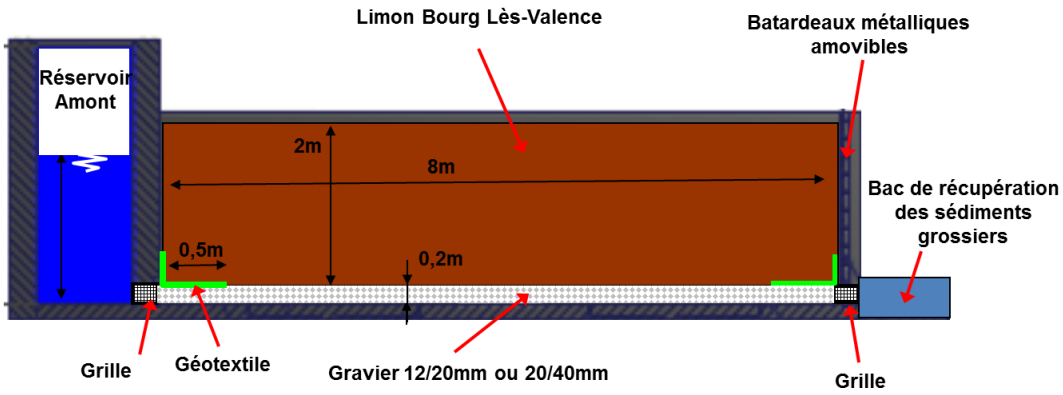


Figure V-24 : Coupe type des essais 1 à 3. Longueur de géotextile variable selon les essais.

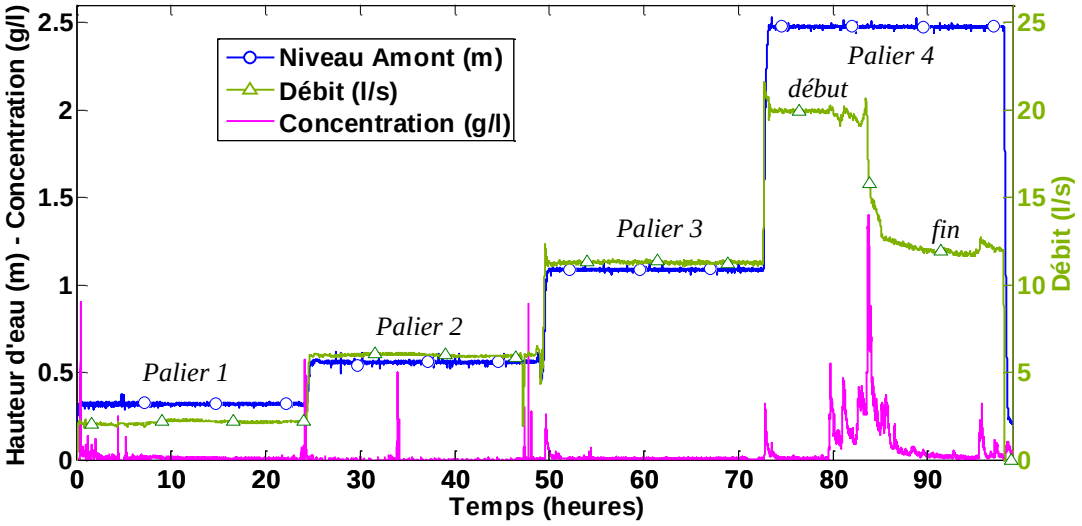


Figure V-25 : Résultats de l'essai 1.

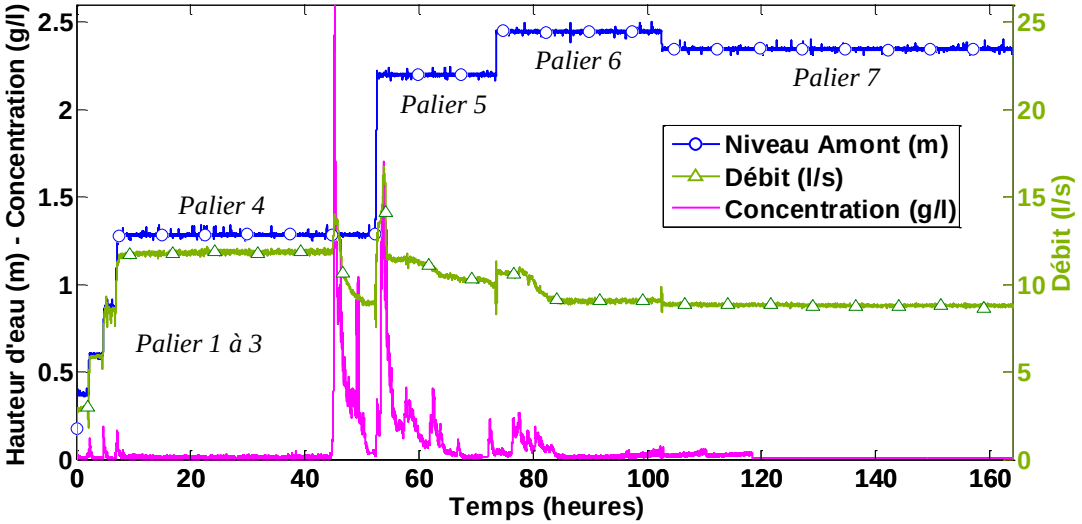


Figure V-26 : Résultats de l'essai 2.

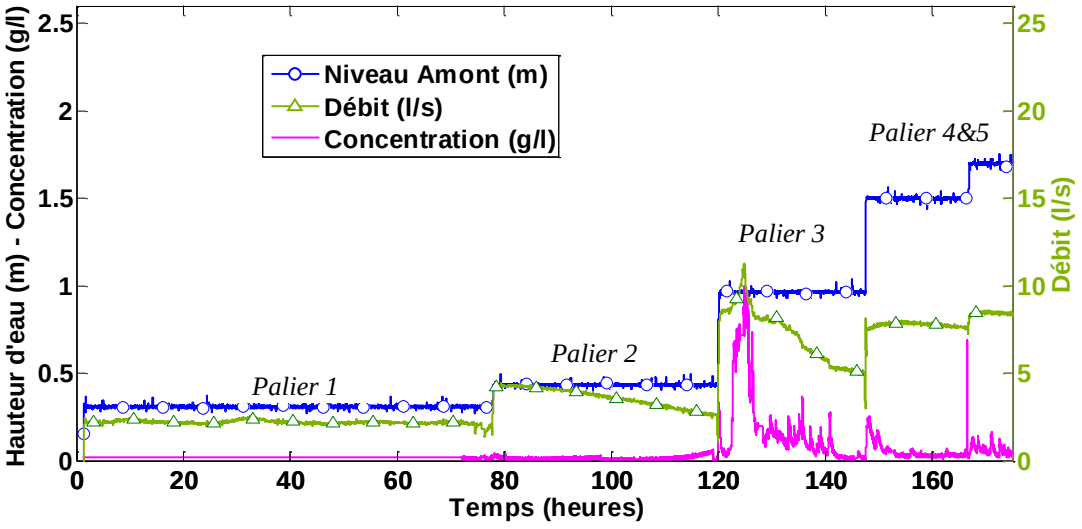


Figure V-27: Résultats de l'essai 3.

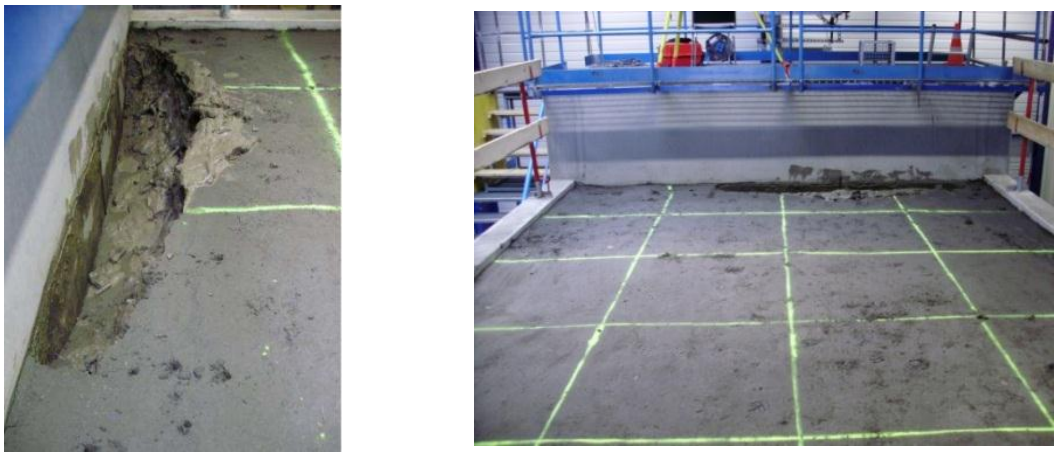


Figure V-28 : Fontis apparu à la surface du limon, au contact du mur amont, à la 96ème heure de l'essai 1.

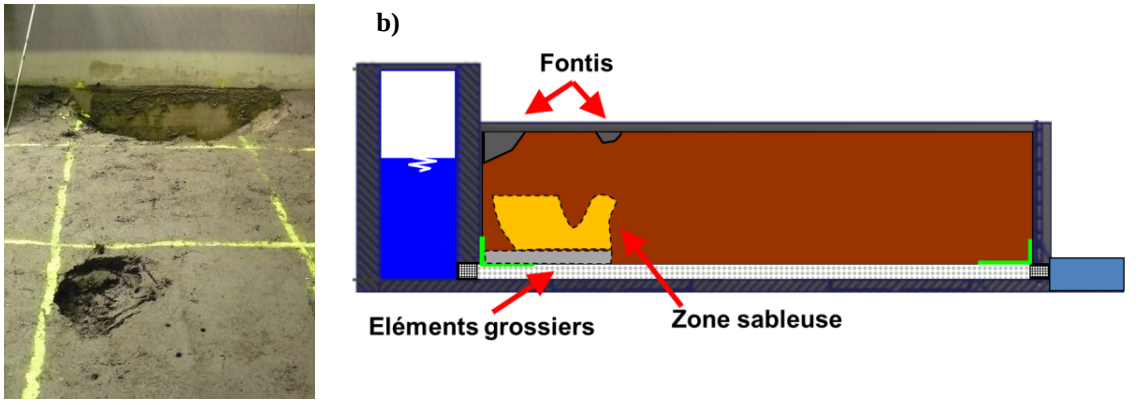


Figure V-29 : a) Fontis à la surface du modèle à la fin de l'essai. b) Schéma des observations au démontage (essai 2).

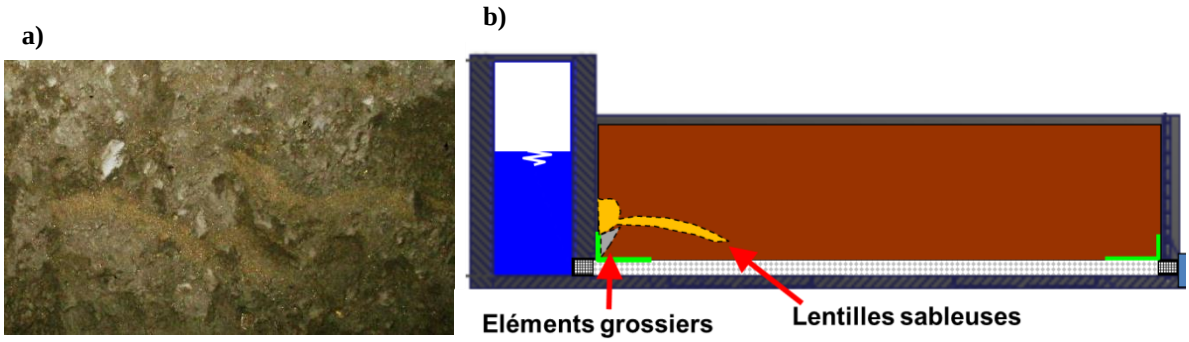


Figure V-30 : a) Lentilles sableuses observées au démontage. b) Schéma des observations au démontage (essai 3).

4.2 Géométrie 2 : synthèse des essais sans confortement (essais 4, 5, 6 et 7)

L'essai 4 a été construit selon le schéma de la figure V-31, et les essais 5 à 7 selon le schéma de la figure V-32. Les résultats en termes d'évolution de la charge amont, du débit et de la concentration de l'effluent sont présentés sur les figures V-33, V-34, V-35 et V-36. Les observations réalisées durant l'essai et au démontage apparaissent ensuite sur les figures V-37, V-38 et V-39. On note :

- Des pics transitoires d'érosion au moment des premiers changements de palier. La concentration en particules transportées retombe rapidement à zéro.
- Aucune érosion significative pour l'essai 7 avec le limon d'Ampuis. Celui-ci possède une granulométrie proche de celle du limon de BLV mais une fraction argileuse (< 2 µm) plus conséquente (12 % au lieu de 3 %) ce qui semble lui procurer une résistance plus élevée à l'érosion.
- Une érosion régressive du pied de digue au cours de l'essai 5 à partir de 2 cm/s.
- Un comportement similaire pour les essais 4 et 6 :
    - Le déclenchement soudain d'une érosion intense à 2,8 cm/s pour l'essai 4 et à 2cm/s pour l'essai 6.
    - Une augmentation du débit.
    - La formation d'un conduit d'érosion qui s'initie à l'amont et se propage vers l'aval en quelques heures.
    - Une augmentation de la charge à l'aval et une diminution à l'amont, provoquée par le conduit.
    - La rupture de l'ouvrage (débit maximum de la pompe) suite à l'arrivée du conduit dans le parement aval et l'entrainement de la recharge en gravier.

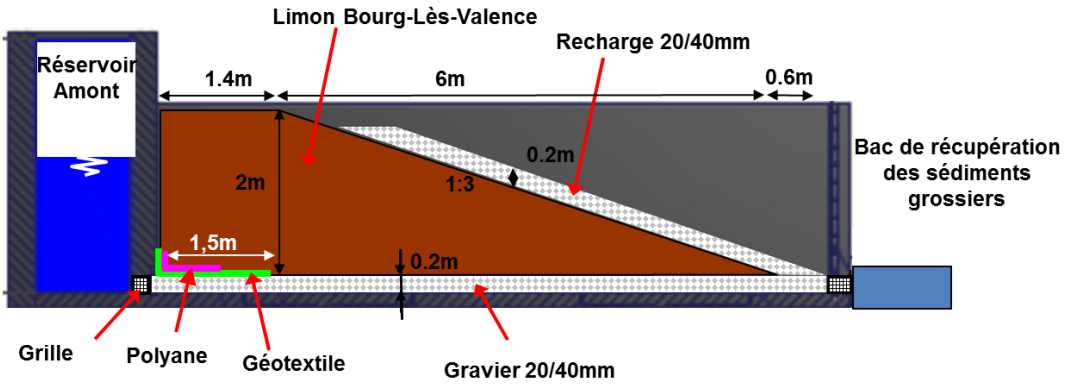


Figure V-31 : Schéma de l'ouvrage de l'essai 4.

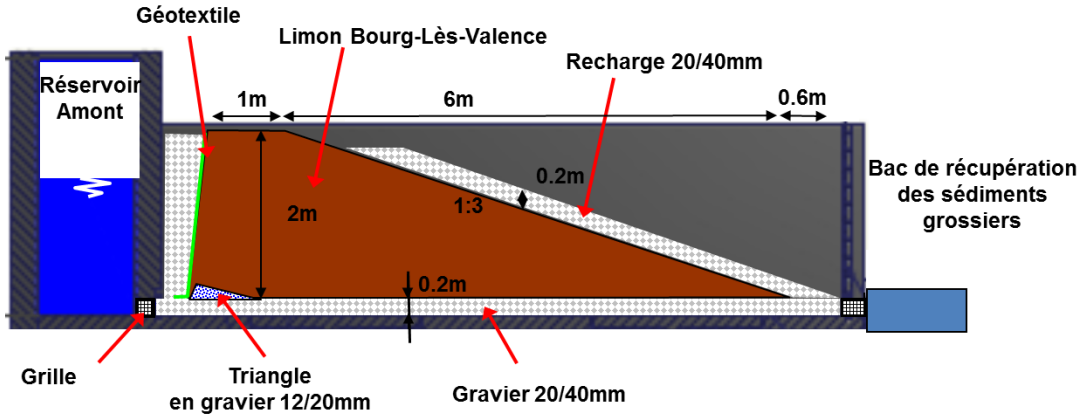


Figure V-32 : Schéma de l'ouvrage des essais 5, 6 et 7.

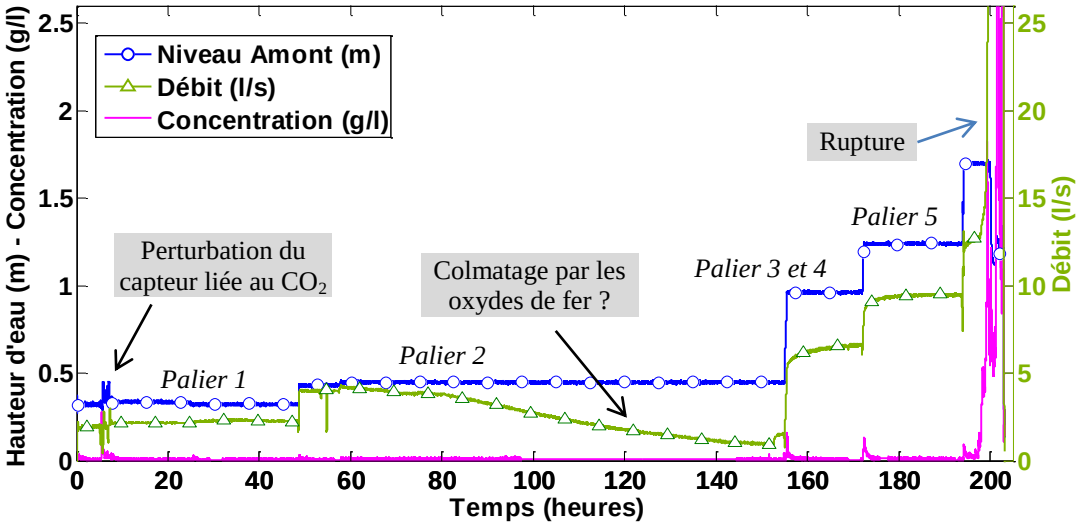


Figure V-33 : Résultats de l'essai 4.

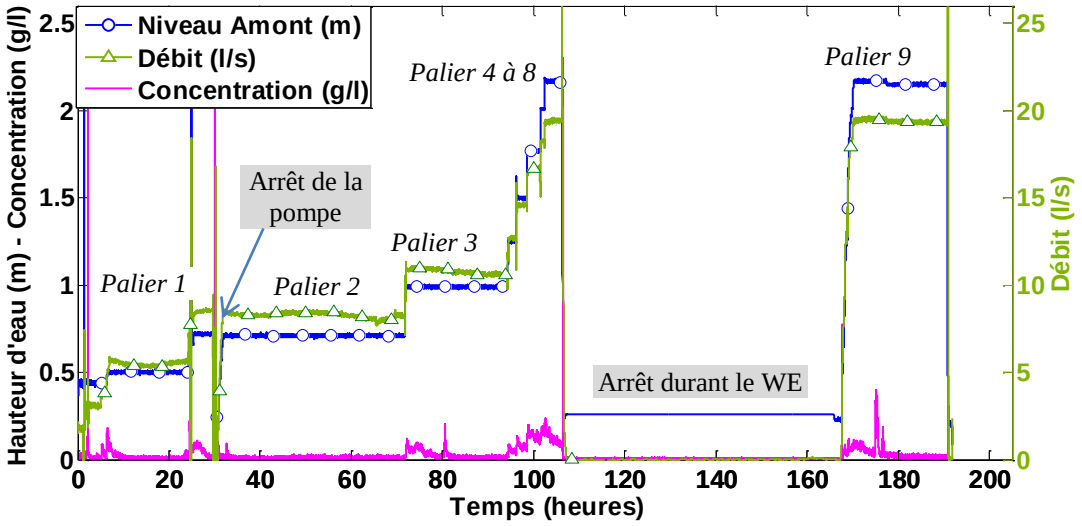


Figure V-34 : Résultats de l'essai 5.

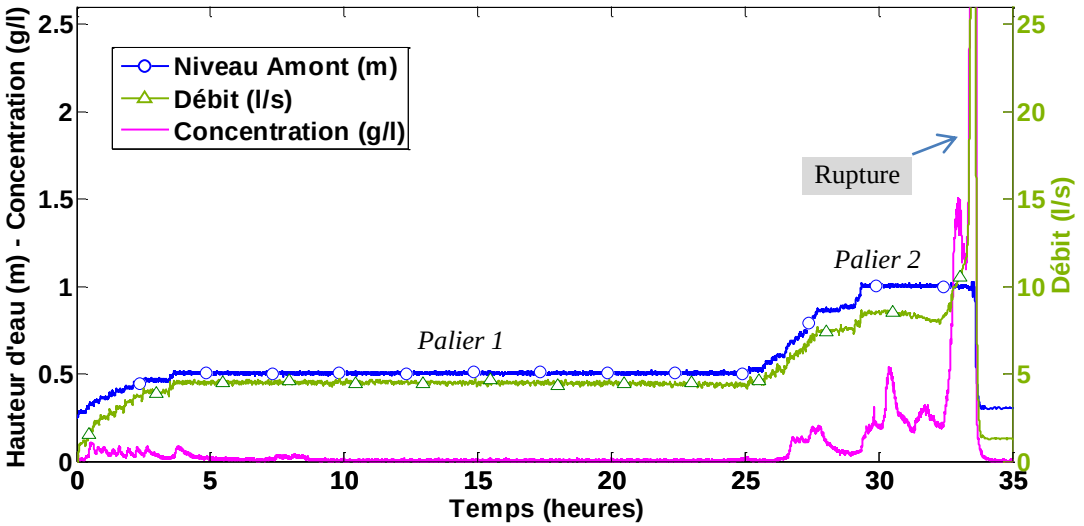


Figure V-35 : Résultats de l'essai 6.

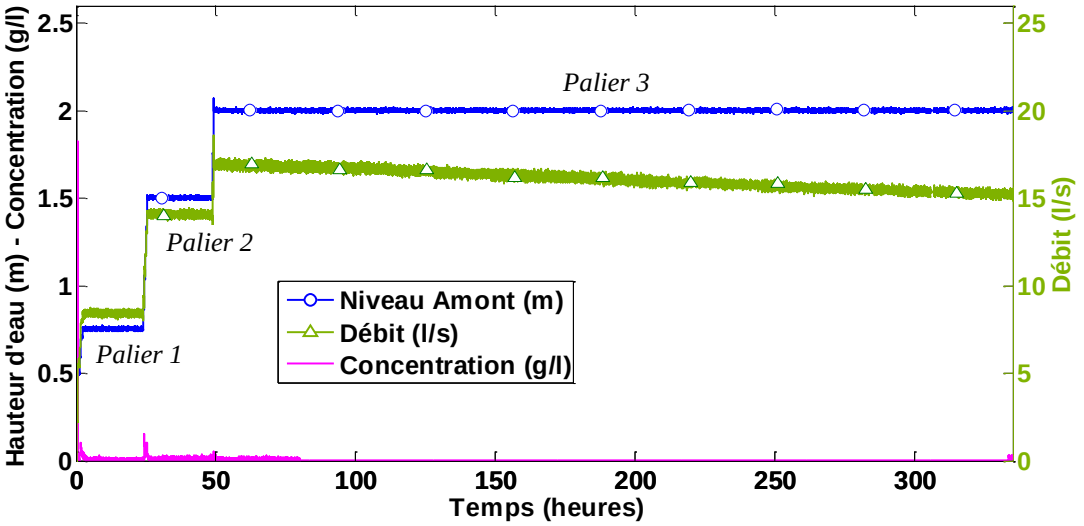


Figure V-36 : Résultats de l'essai 7.

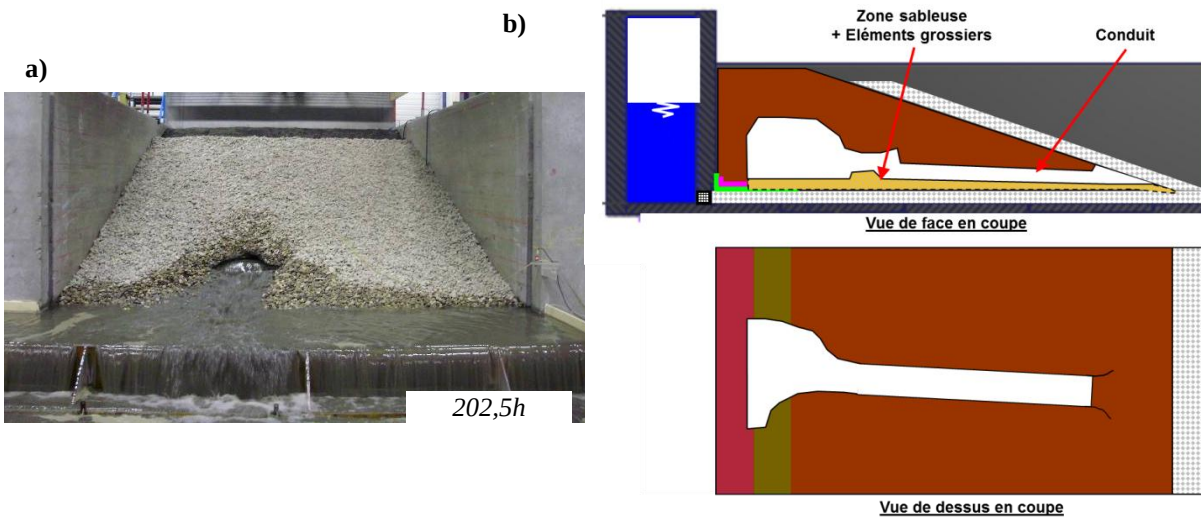


Figure V-37 : a) Modèle vu de l'aval au moment de la rupture de l'essai 4. d) Schéma du renard identifié au démontage (essai 4).

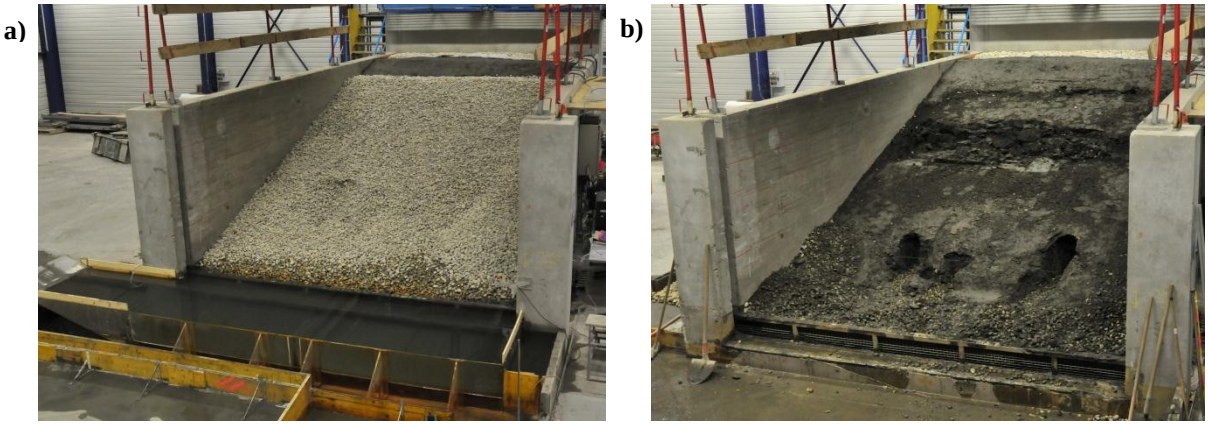


Figure V-38 : a) Ouvrage à la fin de l'essai. b) Cavités dans le limon après avoir retiré la recharge en gravier et les zones de sol remanié (essai 5).

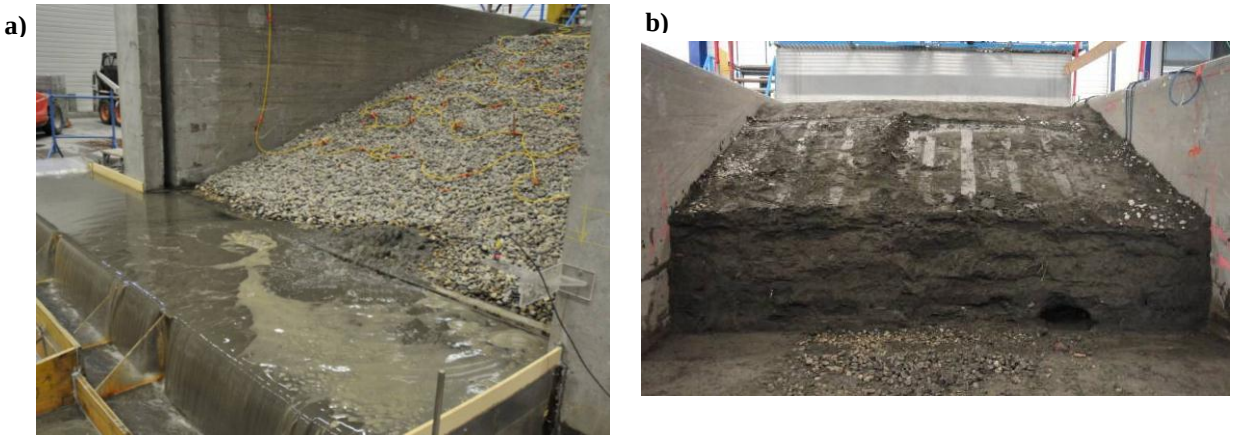


Figure V-39 : a) Apparition du renard dans la recharge. b) Conduit au démontage (essai 6).

4.3 Géométrie 2 : essais avec confortements (essais 8 et 9)

L'essai 8 a été réalisé en testant l'utilisation d'un géotextile (schéma de l'ouvrage sur la figure V-40) et l'essai 9 en testant l'influence d'une recharge plus épaisse (schéma de l'ouvrage sur la figure V-41). Les résultats en termes d'évolution de la charge amont, du débit et de la concentration de l'effluent sont présentés sur les figures V-42 et V-43. Les observations réalisées durant l'essai et au démontage apparaissent sur les figures V-44 et V-45. On constate :

- Le déclenchement d'une érosion intense pour des vitesses plus élevées que pour les essais précédents : à 4cm/s pour l'essai 8 et à 3,3 cm/s pour l'essai 9
- La propagation d'un conduit d'érosion similaire à celui des essais 4 et 6, détecté par les mesures de déformation et par les mesures de pression
- Une propagation plus lente du conduit (5 à 8 h) que pour les essais 4 et 6 (2 à 3 h)
- L'inefficacité des confortements testés (géotextile et recharge plus épaisse) à empêcher la rupture de l'ouvrage
- La probable coexistence d'une érosion régressive et de la propagation d'un conduit d'érosion lors de l'essai 9

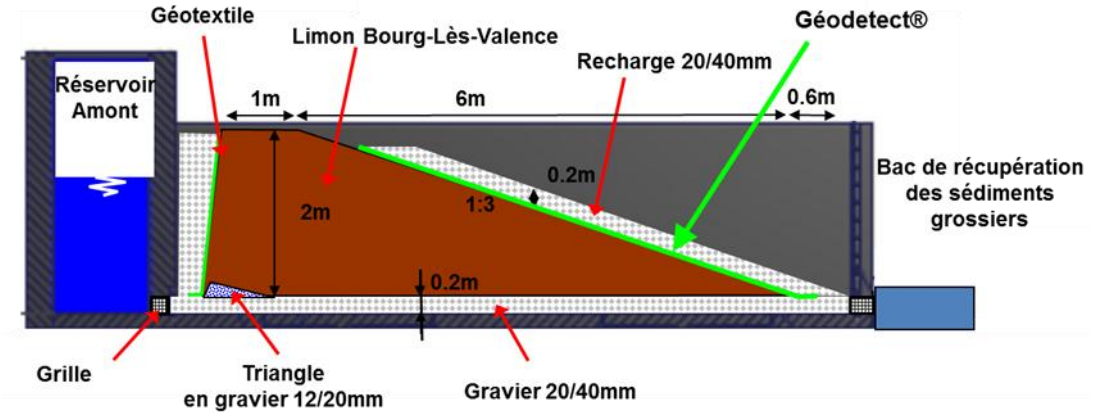


Figure V-40 : Schéma de l'ouvrage 8 avec un géotextile sous la recharge.

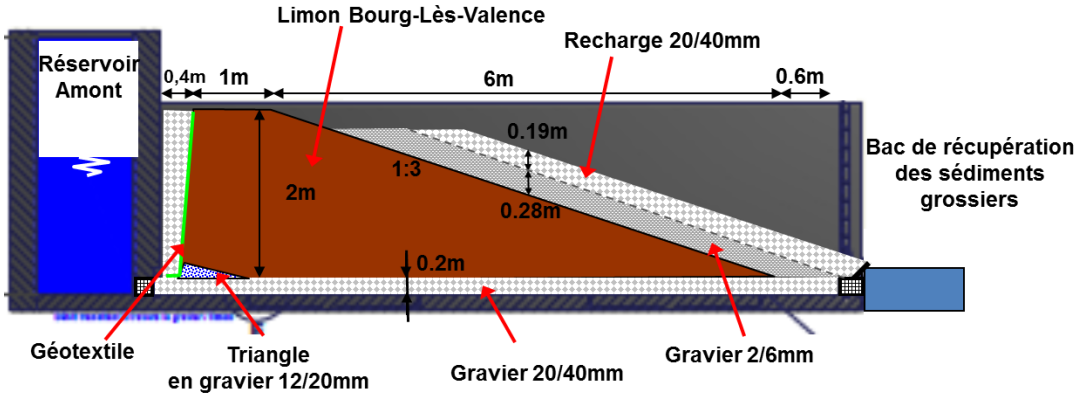


Figure V-41 : Schéma de l'ouvrage 9 avec une recharge plus épaisse.

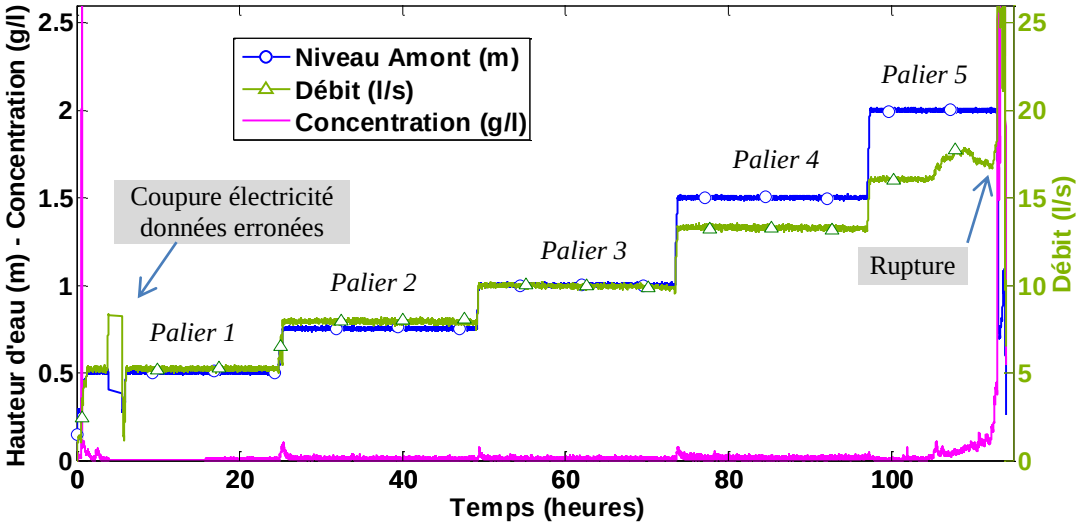


Figure V-42 : Résultats essai 8.

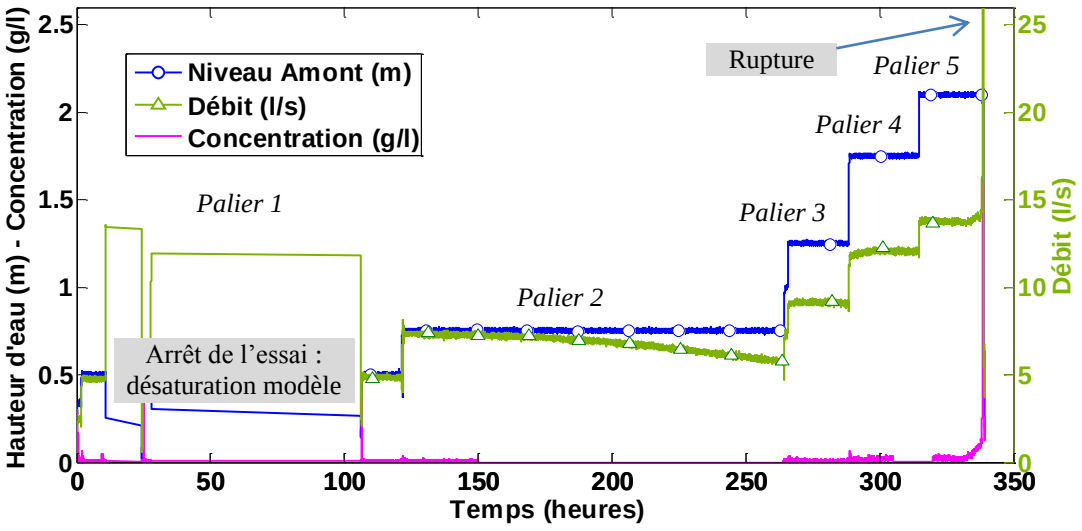


Figure V-43 : Résultats essai 9.

a) **b)**

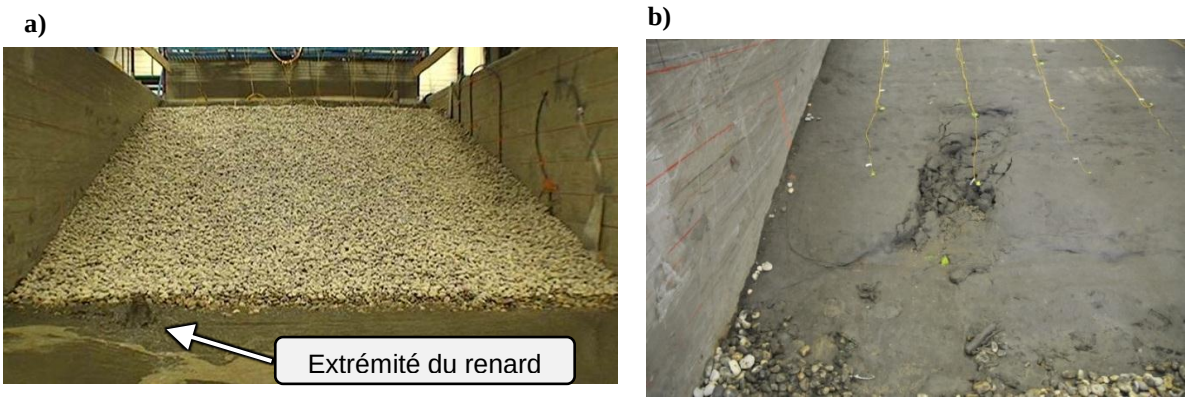


Figure V-44 : a) Vue de l'ouvrage depuis l'aval au moment où le renard débouche, identifié par un jet d'eau chargée en sédiment qui sort du pied de la digue. b) Extrémité du renard après avoir retiré la recharge en gravier et le Géodetect.

Figure V-45 a) Sortie du conduit à travers la recharge. b) Entraînement de la recharge par l'écoulement.

5. Description du processus d'érosion observé

Les 9 essais présentés possèdent des différences notables en termes de construction, d'état initial du sol, de durée d'essai, de chargement hydraulique et même d'imprévus comme les coupures de courant arrêtant la pompe d'alimentation. Le comportement de l'ouvrage est donc logiquement différent pour chaque essai. Néanmoins, on retrouve de nombreuses similitudes du processus d'érosion. Nous avons ainsi pu le décomposer en 4 phases successives :

- Phase 1 : le transport de particule est très faible et limité dans le temps lors d'un « pic » au moment des changements de paliers.
- Phase 2 : une érosion plus continue s'amorce, éventuellement complétée par une érosion régressive.
- Phase 3 : un processus d'érosion instable s'enclenche, générant des cavités de grande taille qui modifient fortement les caractéristiques de l'écoulement.
- Phase 4a (géométrie 1) : la cavité atteint les limites du modèle et s'arrête suite au colmatage.
- Phase 4b (géométrie 2) : la cavité atteint les limites du modèle et mène à la rupture.

Ces 4 phases peuvent être rapprochées des quatre mécanismes d'érosion interne définis dans le Chapitre I. Ainsi, l'initiation correspond au début de la phase 1 et de la phase 2. La filtration est responsable de la stabilisation du processus dans la phase 2. La progression correspond à la phase 3, où le conduit se propage au-dessus de l'interface et à la phase 4a, où le processus s'arrête par filtration. Enfin, le mécanisme de brèche, s'initie par la phase 4b, où le conduit devient traversant.

5.1 Phase 1 : Transport très faible et transitoire

Cette phase correspond aux premiers paliers de chargement, au début de l'essai, pour des vitesses moyennes d'écoulement faibles (inférieures à 2 cm/s) et une charge hydraulique amont inférieure à 0,90 m ($i < 0,08$). Lors de cette phase, on observe systématiquement un pic de concentration de l'effluent quelques minutes après une augmentation de la charge amont. La concentration décroît ensuite rapidement, pour atteindre des valeurs très faibles quelques dizaines de minutes après. Ce pic est similaire à ce qui est observé lors des essais à l'échelle de l'échantillon (*Cf.* Chapitre III). Il a été attribué à un lessivage, réparti sur tout l'interface, des particules les plus exposées et/ou les moins résistantes au sein de la couche de gravier et à l'interface (Figure V-46). Ce phénomène est constaté dans de nombreux essais d'érosion et nous en avons proposé une modélisation au Chapitre IV.

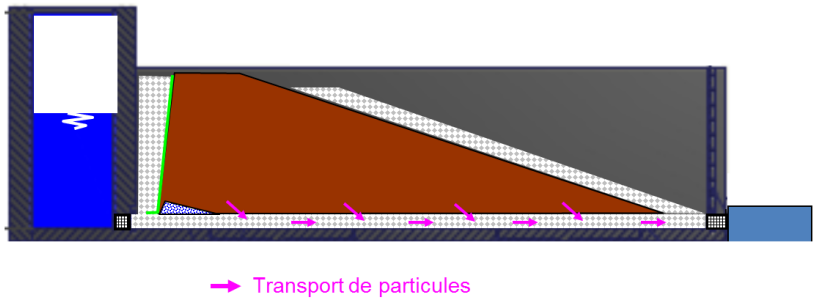


Figure V-46 : Phase 1 : érosion transitoire, répartie sur toute l'interface.

Lors de cette première phase, nous observons un transport de matériaux décroissant avec le temps. La question qui se pose pour cette phase est : l'ouvrage soumis à cette sollicitation est-il stable à long terme ? Pour répondre à cette question, nous allons, d'abord étudier l'évolution de la quantité de sol transporté en fonction du temps, puis nous nous intéresserons à l'évolution du comportement hydraulique et mécanique de l'ouvrage.

5.1.1 Evolution de l'érosion avec le temps

Le pic de turbidité observé en début de palier correspond à une érosion répartie uniformément sur l'interface. En effet grâce aux piquages présents dans la couche de gravier, des échantillons ont pu être prélevés en différents points et ont montré que la turbidité de l'écoulement augmentait régulièrement en allant de l'amont vers l'aval (Par exemple pour l'essai 3 : Figure V-47 à T=119,9 h).

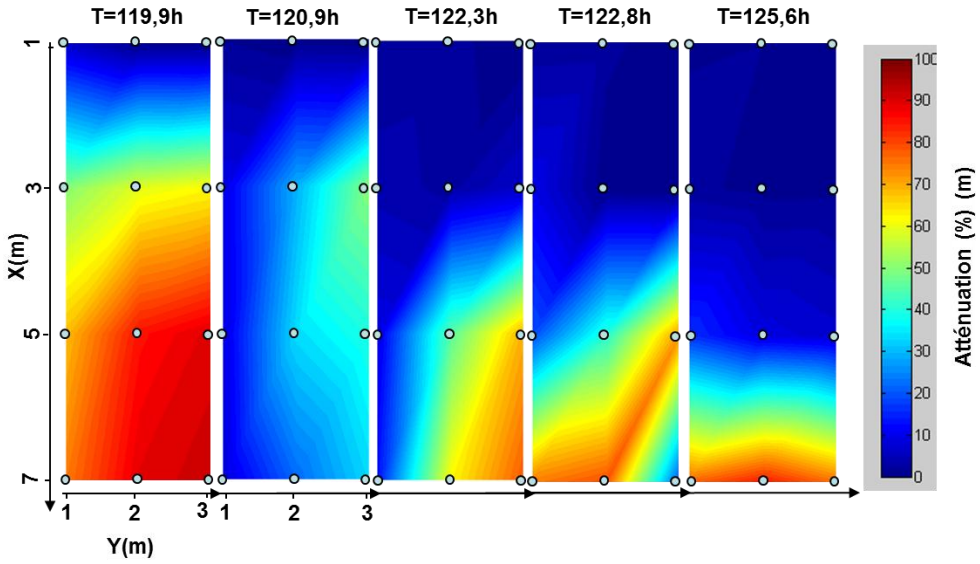


Figure V-47 : Champs de turbidité au sein de la couche de gravier interpolés entre les mesures réalisées grâce aux échantillons prélevés par les piquages (cercles). Turbidité exprimée en atténuation du laser du granulomètre (%).

Cette situation correspond à une érosion uniformément répartie sur l'interface. Au contraire, comme on le verra plus loin, lors du déclenchement de la phase 3, on observe une turbidité concentrée rive gauche du modèle (Figure V-47 T=120,9 h), puis à l'aval (Figure V-47 T=125,6 h).

En comparant les pics d'érosion, on constate qu'ils ont tous une forme similaire à l'exception de ceux de l'essai 5 (Figure V-48-a). Pour cet essai un peu particulier, une érosion régressive a été notée et la turbidité n'est pas nulle au moment du changement de palier, ce qui peut expliquer les différences observées.

La concentration semble tendre vers un palier de turbidité aux alentours de 5 à 15 NTU à partir de 2500 secondes. On arrive ici à la limite de la précision de mesure de la sonde de turbidité (2 % de 3000 NTU soit 6 NTU) et on constate effectivement des fluctuations de la mesure entre 0 et 15 NTU, même lorsque l'eau paraît limpide. On peut uniquement conclure que la turbidité tend vers une valeur inférieure à 15 NTU (0,02 g/l). Pour analyser la forme de ces évolutions de turbidité, les pics les plus significatifs (définis arbitrairement par un maximum de turbidité supérieur à 50 NTU) ont été normalisés par la turbidité maximale au moment du pic et représentés en échelle semi-logarithmique (Figure V-48-b). Sur cette figure, un ajustement linéaire semble cohérent avec les mesures, ce qui indique une décroissance en loi exponentielle. On peut ainsi a priori représenter ces pics par une loi de la forme :

$$\mathrm{Tu(t)} = (\mathrm{Tu_{max}} - Tu_{\infty}) * \exp(-t/t_{car}) + Tu_{\infty} \qquad \text{(V.2)}$$

Avec $Tu_{\max}$ (NTU) le maximum du pic de turbidité, t_{car} (s) un temps caractéristique compris approximativement entre 720 et 2400 secondes sur la Figure V-48-b et Tu_{∞} (NTU) la turbidité pour un temps infini. Cette expression est similaire à celles proposées par d'autres auteurs dans le contexte de l'érosion à surface libre (Maa, et al., 1998; Sanford, et al., 2001) .

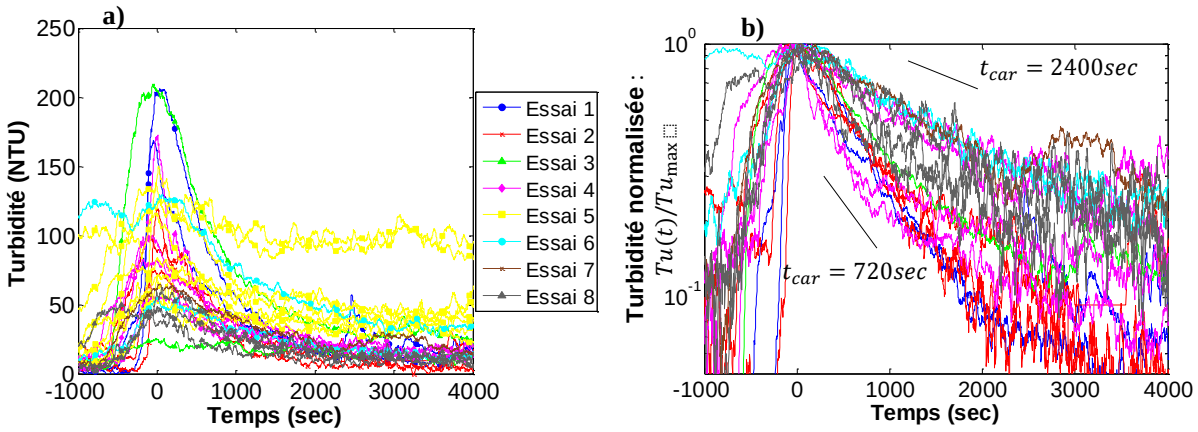


Figure V-48 : a) Pics de turbidité de début de palier de tous les essais b) Pics significatifs (turbidité maximale supérieure à 50NTU) normalisés par la turbidité maximale et représentés en échelle semi-logarithmique

La principale interrogation pour cette phase est de savoir, si à long terme, le transport de particule s'arrête totalement ou, si un transport faible mais permanent subsiste. Ce transport même faible, peut avoir une très grande importance pour des ouvrages hydrauliques soumis en permanence à des écoulements durant plusieurs dizaines d'années.

La précision de la mesure de turbidité nous permet d'avoir des mesures fiables uniquement au-dessus de 15 NTU. Si la valeur de Tu_∞ est inférieure, il est hasardeux de l'extrapoler d'après le début du pic d'érosion. Toutefois, le sol collecté dans le bac aval donne une indication complémentaire plus précise des faibles taux de transport. En effet, le sol érodé s'accumule et même pour de très faibles taux de transport, les masses cumulées durant plusieurs heures sont facilement mesurables. Les quantités ainsi collectées ont été synthétisées sur la Figure V-49, en termes de taux de collecte de matériau (en kg/h), pour chaque palier des phases 1 et 2, c'est-à-dire avant le déclenchement d'une instabilité. On remarque une nette tendance à la décroissance du transport avec le temps, pouvant, comme pour la turbidité, s'ajuster grossièrement par une droite jusqu'à 40 h. Pour des durées plus longues, nous n'avons pas assez de données pour conclure. Néanmoins, on constate que les taux mesurés après 35 h sont inférieurs à 100 g/h (soit de l'ordre de 10^{-6} kg/s/m²). Les paliers 4 de l'essai 4 et de l'essai 9 possèdent une décroissance moins marquée, qui ne semble pas suivre la tendance globale. Ceci indique certainement qu'une érosion plus intense s'est amorcée, caractéristique de la phase 2. On peut d'autre part remarquer que les quantités collectées pour les premiers paliers (essais 1, 2 et 3) sont généralement très faibles, de l'ordre de 10g/h.

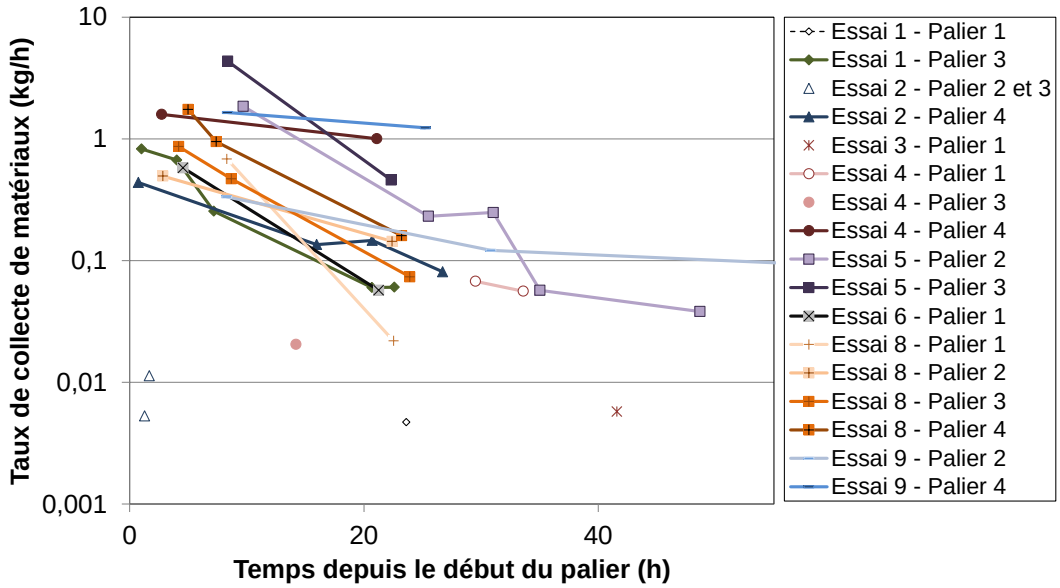


Figure V-49 : Evolution de la quantité de matériau collecté dans le bac aval en fonction du temps depuis le début du palier durant les phases 1 et 2.

5.1.2 Comportement hydraulique de l'ouvrage

- **Perméabilité globale de l'ouvrage**

Le débit transitant à travers le modèle dépend de la perméabilité de la couche de gravier de base, où a lieu la majorité de l'écoulement, et du gradient entre le réservoir amont et le réservoir aval. Lors de nos essais, le nombre de Reynolds de l'écoulement au sein de la couche de gravier est compris entre 100, pour les premiers paliers avec le gravier 12/20 mm, et 1000 pour les derniers paliers avec le gravier 20/40 mm. Le régime est donc inertiel et turbulent et suit une la loi dite de Forchheimer (*Cf.* Chapitre II). Le gradient (lié à la charge amont appliquée) a ainsi été représenté sur la Figure V-50 pour chaque palier de chaque essai, en fonction de la vitesse moyenne dans la couche de gravier (la vitesse est calculée à partir du débit, avec l'hypothèse que l'écoulement transite intégralement dans la couche de gravier de base). Globalement le gradient augmente non linéairement avec la vitesse, de façon cohérente avec la relation de Forchheimer. On peut noter que les essais 1 et 2 ont été réalisés avec un gravier 12/20 mm, a priori moins perméable que le gravier 20/40 mm utilisé pour les autres essais. La dispersion non négligeable de ces mesures est sans doute liée aux différences de mise en place du gravier, ainsi qu'au colmatage progressif par les oxydes de fer, caractérisé par la couleur des dépôts durant l'essai et du gravier au démontage. La forte réduction de vitesse à gradient constant observée au début de l'essai 4 et à la fin de l'essai 7 est due au développement des oxydes de fer. Les essais avec la géométrie 1 (essais 1, 2 et 3), présentent une baisse de perméabilité marquée en fin d'essai suite au colmatage des graviers par les particules érodées. Par contre ceux avec la géométrie 2 (essais 4, 6, 8 et 9) où un renard se développe se caractérisent par une forte augmentation de la perméabilité globale de l'ouvrage (*Cf.* §5.1.2).

Considérons maintenant uniquement les paliers de la phase 1 et 2, où aucun colmatage ni conduit d'érosion n'est suspecté. La loi de Forchheimer s'écrit : $i = aU + bU^2$ avec a (s/m) et b (s²/m²) des constantes[5] propres au gravier. Lorsque cette loi s'applique, on peut alors écrire : $i/U = a + bU$, ce qui permet d'identifier les paramètres a et b par un ajustement linéaire des données expérimentales (Figure V-50 et Tableau V-4).

	$a = 1/K$ (s/m)		b (s²/m²)	
	Min.	**Max.**	**Min.**	**Max.**
Gravier 12/20mm	1,3	1,95	207	228
Gravier 20/40mm	0,4	0,7	112	207

Tableau V-4 : Plage de variation des paramètres a et b de la loi de Forchheimer

[5] A faible vitesse d'écoulement, le terme U² devient négligeable devant U. On retrouve alors la correspondance avec la perméabilité de Darcy K (m/s) : $a = 1/K$.

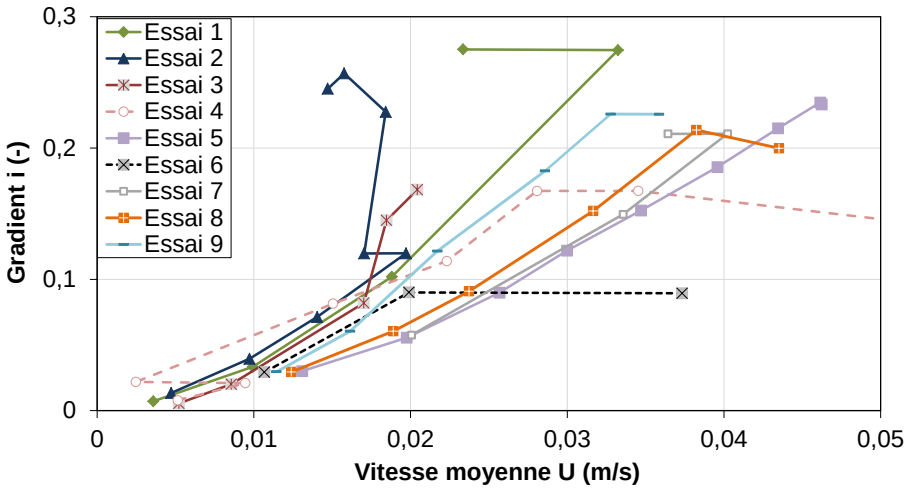


Figure V-50 : Relation entre gradient appliquée et vitesse moyenne de l'écoulement dans la couche de gravier pour chaque palier de chaque essai.

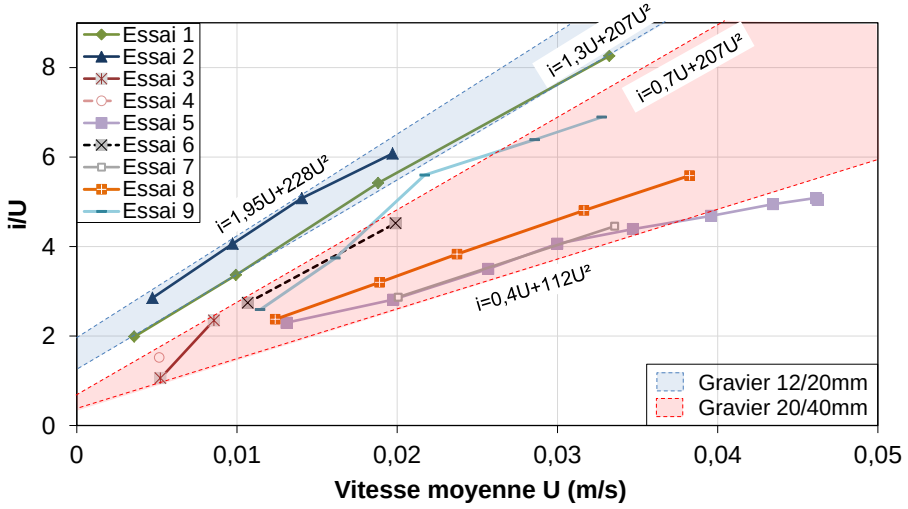


Figure V-51 : Ratio i/U en fonction de la vitesse moyenne U pour les paliers sélectionnés de chaque essai où aucun colmatage, ni conduit d'érosion n'est suspecté. Plages de variation d'un ajustement linéaire $i=aU+bU^2$ pour chaque gravier utilisé.

- **Mesures de la pression interstitielle dans les graviers**

Les pressions mesurées grâce aux piquages, au sein de la couche de gravier de base se stabilisent très vite et n'évoluent plus après le changement de palier. Par exemple pour l'essai 1, les pressions mesurées sont constantes durant tous les paliers à l'exception du palier 4. En effet, à partir de la 80ème heure l'érosion intense s'amorce ce qui indique le début de la phase 3 (Figure V-52).

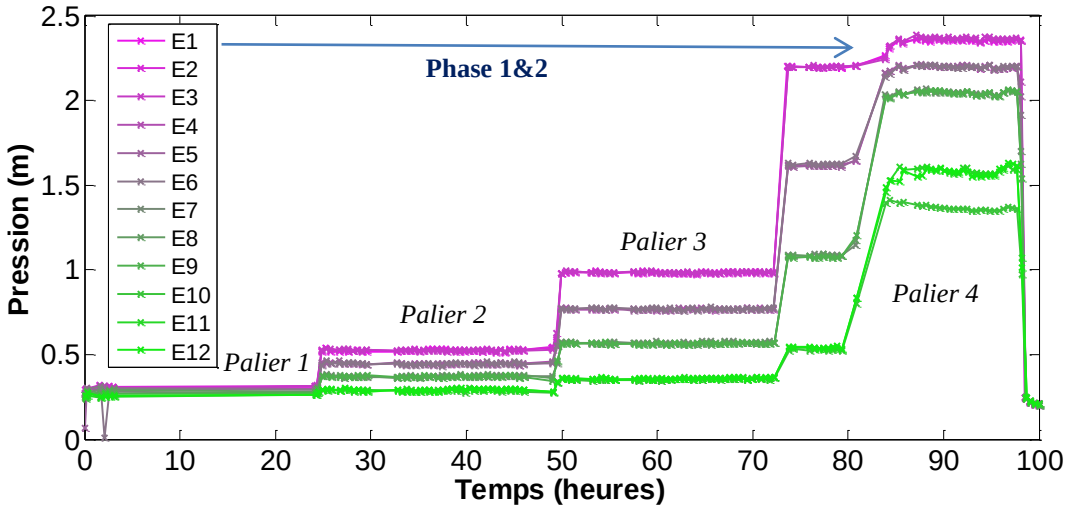


Figure V-52 : Evolution de la pression mesurée dans les piquages au cours de l'essai 1 (Implantation des piquages voir Figure V-15).

- **Mesures de pression interstitielle dans les limons**

Les sondes de pression interstitielle installées au sein du limon mesurent une augmentation de pression progressive, correspondant à la saturation du limon. Par exemple, pour l'essai 8, on peut constater une augmentation en quelques heures de la pression mesurée par les sondes P1 et P2 suite à un changement de palier (Figure V-53). La sonde P2 ne mesure une pression qu'à partir du palier 4, car elle est située au-dessus de la sonde P1 (Figure V-54). A la fin du palier de 24 h, la pression mesurée par les sondes P1 et P2 paraît quasiment stabilisée. Les sondes P3 et P4 sont localisées plus à l'aval. Elles mesurent donc des pressions plus faibles et une augmentation plus lente suite au changement de palier.

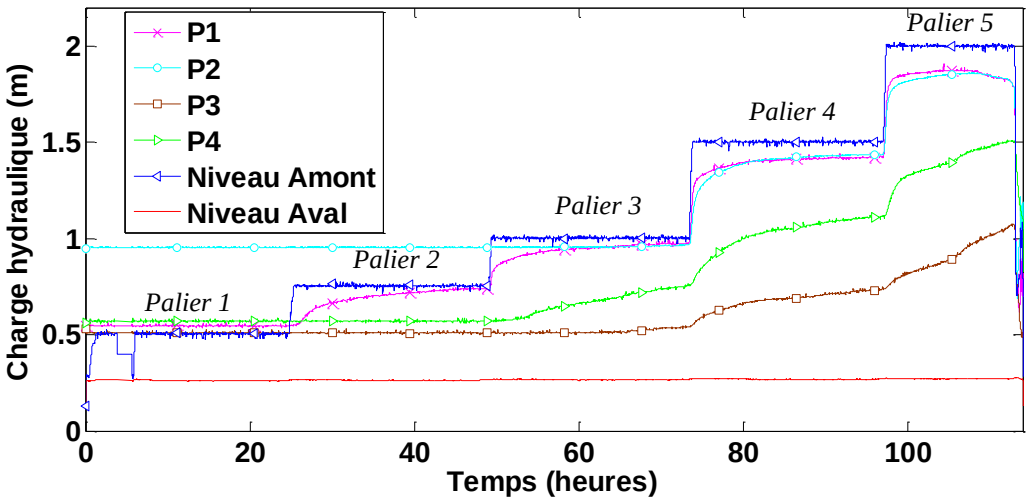


Figure V-53 :Evolution des charges hydrauliques mesurées par les différentes sondes au sein du limon pour l'essai 8. Les charges sont calculées en additionnant l'altitude Z(m) de la sonde et la pression mesurée (m).

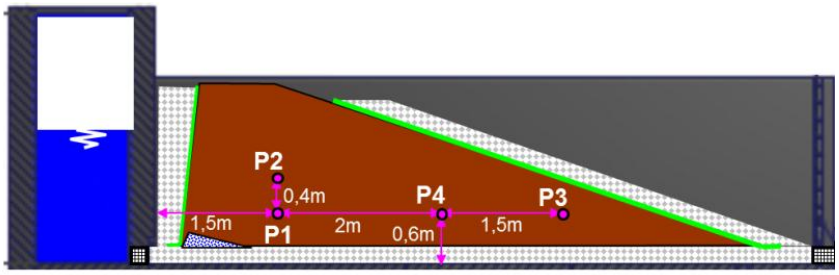


Figure V-54 : Implantation des sondes de pression.

5.1.3 Comportement mécanique de l'ouvrage

Durant cette première phase, aucune variation de la topographie significative (> 1 cm) n'est mesurée en surface du modèle, ce qui indique, a priori, une stabilité mécanique de l'ouvrage. Des déformations de faibles ampleurs sont cependant détectées par la fibre optique au sein de la couche de limon. Il est probable que ces déformations soient générées par un tassement global de l'ouvrage sous son propre poids ou sous l'effet de la saturation progressive du limon. Elles peuvent aussi être liées à l'influence de la température sur la mesure. L'étude des mesures de déformations par fibre optique est détaillée plus précisément dans le §8.3.2.

5.1.4 Conclusions sur la phase 1

Durant cette phase, le sol transporté par l'écoulement et collecté à la sortie décroît de façon quasi exponentielle avec le temps. Comme modélisé au Chapitre IV, cette érosion transitoire s'explique par un entraînement des particules les plus exposées à l'écoulement et les moins résistantes. Une fois ces particules entraînées, l'érosion semble s'arrêter. La décroissance du taux de transport étant exponentielle, il est néanmoins difficile d'estimer si le taux de transport tend effectivement vers zéro ou vers une valeur très faible mais non nulle. Il a été envisagé de réaliser des paliers plus longs pour répondre en partie à cette question mais le problème du colmatage par les oxydes de fer a rendu impossible ces essais de longue durée. D'un point de vue hydraulique, la perméabilité globale de l'ouvrage n'est modifiée que par ce colmatage par les oxydes de fer, phénomène a priori indépendant du processus d'érosion. Les pressions mesurées dans la couche de gravier sont stables et celles dans le limon augmentent régulièrement suite à la saturation progressive du sol. Cette phase transitoire de saturation n'est pas complétement terminée au bout de 24 h. D'un point de vue mécanique, aucun déplacement n'est mesuré à la surface et seules des déformations faibles sont identifiées par la fibre optique.

Nous pouvons ainsi simplement conclure que l'ouvrage est stable pour la durée testée, de l'ordre de 20 à 40 h, et que le taux d'érosion possède une nette tendance à la décroissance avec le temps, ce qui pourrait mener à l'arrêt complet du transport de particule.

5.2 Phase 2 : Evolution de l'interface et décroissance temporelle

A partir de vitesses d'écoulement de l'ordre de 2 à 3cm/s, les pics initiaux de turbidité engendrent une érosion plus intense. Un phénomène d'érosion régressive s'amorce dans certains essais. Des tassements sont mesurés en surface et des déformations au sein de la couche de limon sont identifiées par la fibre optique. Néanmoins la tendance globale reste à une décroissance du taux d'érosion avec le temps. Les mesures hydrauliques n'indiquent d'ailleurs aucun changement de perméabilité globale et la cinétique de saturation détaillée au §5.1 n'est pas modifiée.

5.2.1 Erosion régressive

De l'érosion régressive a été clairement observée à l'aval de l'ouvrage lors de l'essai 5 et elle est aussi fortement suspectée dans l'essai 9.

Lors de l'essai 5, un tassement progressif de la recharge en pied de digue a été remarqué. Les quantités de matériaux récoltés sont relativement élevées et la fibre optique identifie une zone fortement déformée à l'aval de l'ouvrage (Figure V-55-a). Au démontage, on constate en effet qu'un volume important de sol de la pointe en limon de la digue a été érodé (Figure V-38 et Figure V-55-b). L'apparition de ce phénomène a pu être facilitée par un suintement à la surface du limon. Les charges hydrauliques mesurées dans les graviers indiquent en effet, que ce suintement est probable (Figure V-56). Néanmoins, ce processus s'est restreint au pied de l'ouvrage et ne s'est pas propagé plus en amont. Le taux d'érosion mesuré suit d'ailleurs une tendance générale de décroissance avec le temps, comme pour la phase 1. Cette décroissance est sans doute expliquée par un colmatage progressif de la recharge, empêchant le transit des particules érodées. En effet lors du démontage, nous avons pu constater que les graviers de la recharge étaient fortement pollués par des éléments grossiers issus du limon de BLV.

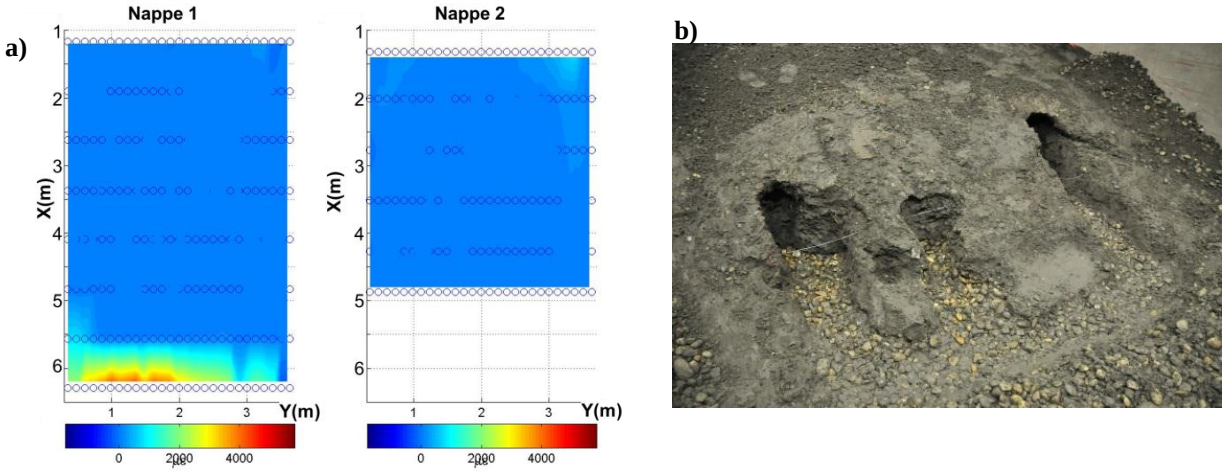


Figure V-55 : a) Mesures de déformation par fibre optique à la fin de l'essai 5 (l'unité est le µm/m de variation de longueur de la fibre). b) Cavités dans le limon après avoir retiré la recharge en gravier et les zones de sol remanié lors de l'essai 5.

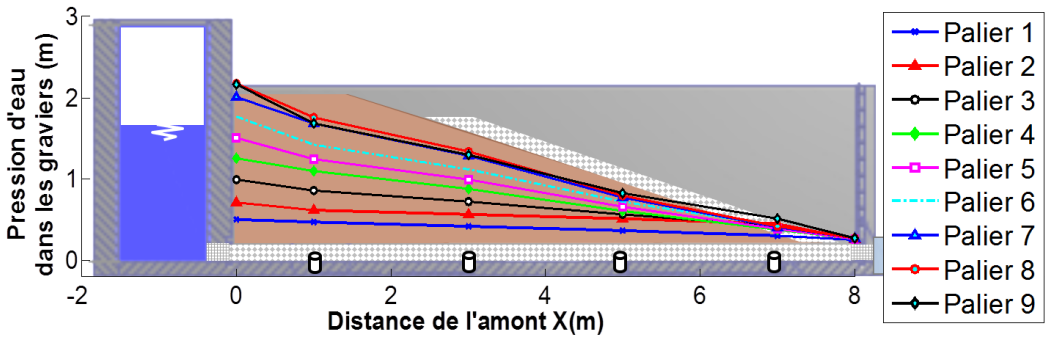


Figure V-56 : Evolution de la ligne de charge dans les graviers au cours de l'essai 5.

Bien qu'à l'origine d'un départ conséquent de matériaux et de tassements importants de l'ouvrage, ce processus d'érosion régressive semble tendre vers un arrêt à long terme. Les particules érodées sont en partie capturées par la recharge en gravier et doivent former progressivement une couche filtre de granulométrie suffisamment étroite pour stopper l'érosion.

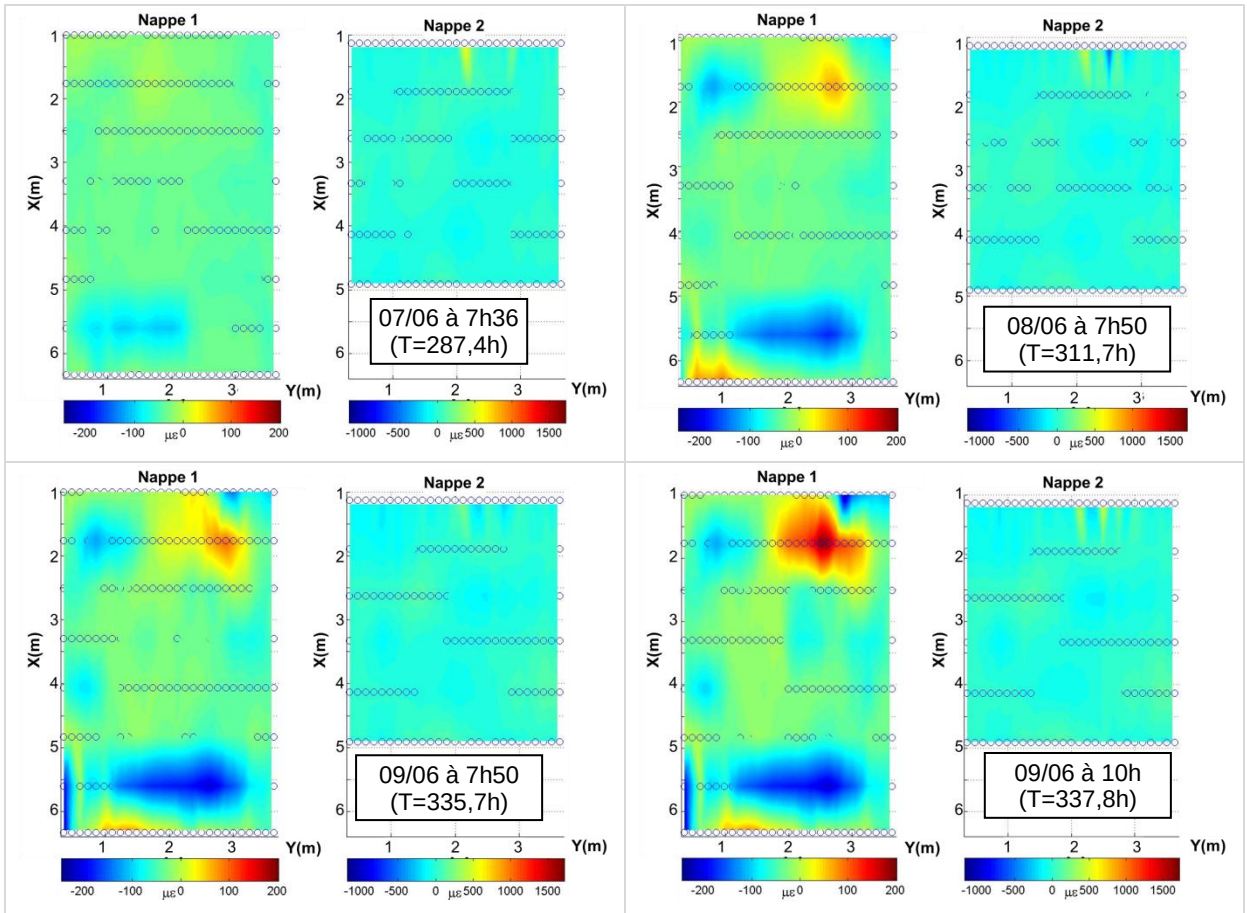


Figure V-57 : Mesures de déformation par fibre optique au cours de l'essai 9 (l'unité est le µm/m de variation de la longueur de la fibre).

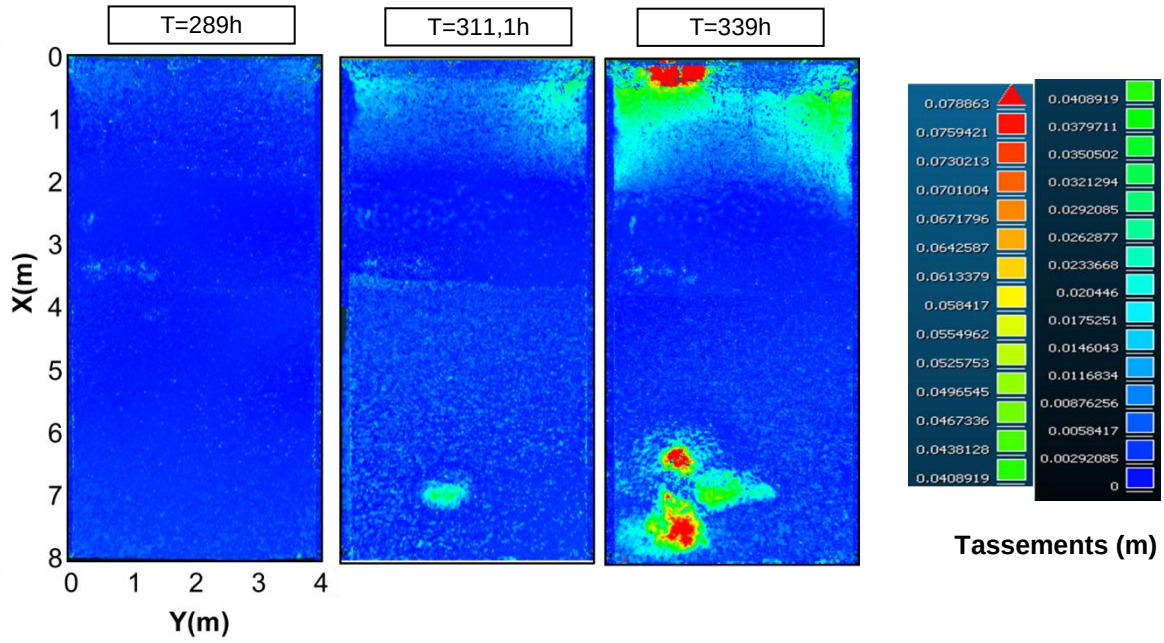


Figure V-58 : Tassements mesurés en surface au cours de l'essai par le système de photogrammétrie (essai 9).

Lors de l'essai 9, on observe la formation d'un conduit d'érosion menant à la rupture de l'ouvrage. Aucune zone d'érosion régressive n'est donc identifiée au démontage. Néanmoins on remarque d'après les mesures de déformation, que la fibre optique la plus à l'aval subie une forte traction à partir de 311,7 h (Figure V-57). Cette signature est très similaire à celle de l'essai 5 (Figure V-55-a). D'autre part, un tassement de la recharge de quelques centimètres a été mesuré en pied de digue (Figure V-58). On suspecte qu'une érosion régressive s'est développée. Le conduit d'érosion qui s'est ensuite formé à l'amont a débouché au même endroit et a rendu impossible l'identification de signes d'une érosion régressive au démontage.

Lors des essais 4, 6, 8, des tassements de faible ampleur (~ 2-3 cm) sont relevés uniquement ponctuellement en pied de digue, et ne se propagent pas. Ils peuvent néanmoins être un signe d'une érosion régressive de faible ampleur qui s'est rapidement arrêtée.

5.2.2 Déformation au sein de l'ouvrage

Pour les autres essais, aucun signe d'érosion régressive n'a été observé. Néanmoins pour les essais 6, 8 et 9, on constate ponctuellement l'apparition de zones déformées grâce aux mesures par fibre optique (Figure V-57, Figure V-60 et Figure V-94). Ces mouvements de sol correspondent, sans doute, à des effondrements se propageant vers le haut au sein du massif de sol, à la manière d'un fontis. Le départ de sol initial qui a provoqué ces effondrements peut s'être produit au moment de la mise en place du limon, ou lors des

changements de palier successifs. Néanmoins, ces cavités n'amorcent pas la formation d'un conduit d'érosion.

Ces érosions ponctuelles s'apparentent au premier seuil identifié à l'échelle de l'échantillon, en lien avec la formation de cavités à l'interface qui s'effondrent ensuite sans amorcer de renard (*Cf.* Chapitre III).

5.2.3 Conclusions sur la phase 2

Lors de cette phase, une érosion plus intense s'amorce, générant des départs de matériaux suffisants pour produire des tassements mesurables en surface ou au sein du limon. Néanmoins, une tendance générale de diminution du taux d'érosion avec le temps persiste. Le passage de la phase 1 à cette seconde phase n'est pas forcément facile à repérer car les manifestations de cette érosion en cours sont de faibles ampleurs. Cette phase est ainsi détectée durant nos essais, par l'apparition de tassements ponctuels significatifs mesurés en surface ou au sein du limon, et par des taux de collecte de sol plus élevés que dans la phase 1. Cette phase est donc identifiée pour :

- l'essai 4, palier 4 : taux d'érosion élevés (*Cf.* Figure V-49),
- l'essai 8, palier 4 : déformations ponctuelles au sein du limon (*Cf.* Figure V-94) et tassement en surface,
- l'essai 9, palier 4 : déformations en pied de digue (*Cf.* Figure V-57) et tassements en surface (Figure V-58).

Cette identification n'est néanmoins pas très robuste et gagnerait à être améliorée grâce à des points de mesure supplémentaires ou suite à des durées plus longues de paliers. Enfin, cette phase est a priori transitoire et mène soit à un arrêt de l'érosion (phase 1), soit à une amorce d'un conduit d'érosion (phase 3).

5.3 Phase 3 : Formation d'une cavité et initiation d'un conduit d'érosion

Les phases 1 et 2 correspondent à une tendance globale de décroissance du transport solide avec le temps. La phase 3 se caractérise par une augmentation du transport solide avec le temps. Ce transport provient d'une érosion se développant localement dans le limon, en creusant une cavité. Une partie non négligeable du débit total se met alors à transiter dans cette cavité, ce qui induit une augmentation de la perméabilité globale de l'ouvrage (Figure V-59). Le processus est instable : l'érosion agrandit la cavité qui draine alors une part plus importante du débit, ce qui augmente les vitesses d'écoulement et l'intensité de l'érosion. On observe effectivement une augmentation exponentielle du taux d'érosion en fonction du temps, de façon similaire à ce qui est connu pour l'érosion de trou « classique » (Bonelli, et al., 2008).

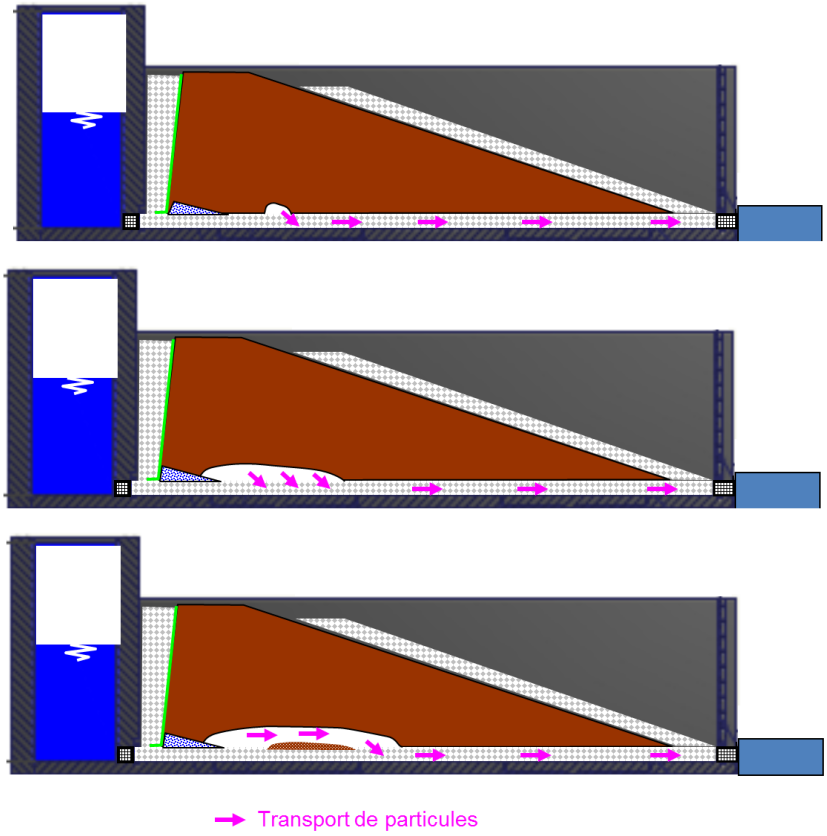


Figure V-59 : Phase 2 : Formation d'une cavité et progression d'un conduit.

5.3.1 Localisation du déclenchement de l'érosion

Les processus de déclenchement de cette érosion localisée font encore l'objet d'hypothèses. On peut situer ce déclenchement d'après les mesures réparties de concentration en particules (grâce aux 12 piquages de prélèvements d'échantillon dans la couche de gravier) et grâce aux mesures de déformation relevées par la fibre optique à 20cm au-dessus de l'interface. Les mesures de concentration nous indiquent un déclenchement localisé à l'amont de l'ouvrage pour les essais 1 à 4. Pour l'essai 6, les mesures par fibre optique indiquent clairement l'apparition de déformations à l'amont puis une progression vers l'aval (Figure V-60). Pour les essais 8 et 9, des tassements sont notés à l'amont et à l'aval mais le processus d'érosion instable semble toujours s'amorcer à l'amont (Figure V-57 et Figure V-94).

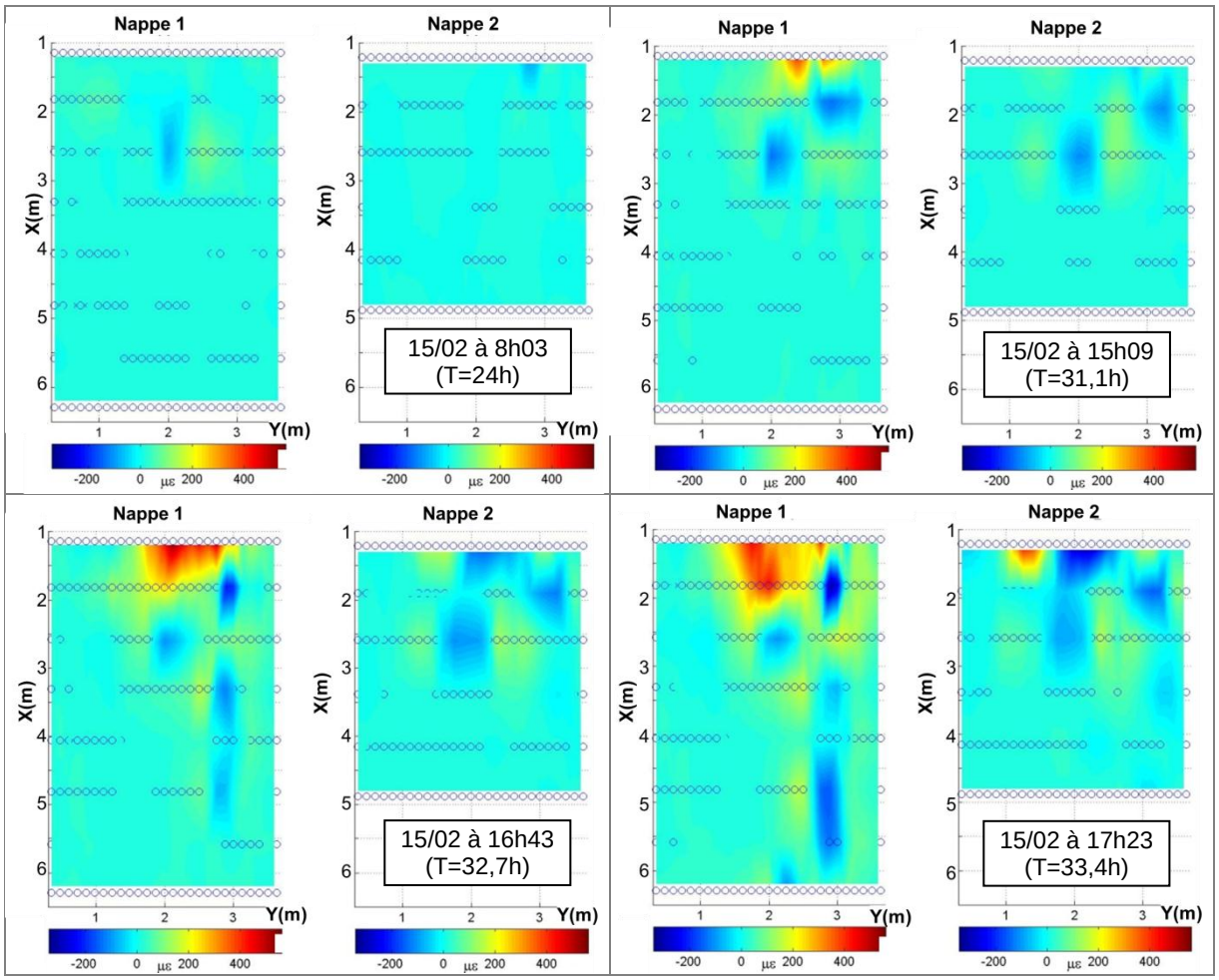


Figure V-60 : Mesures de déformation par fibre optique au cours de l'essai 6 (l'unité est le µm/m de variation de longueur de la fibre).

Cette initiation de l'érosion à l'amont n'est pas habituelle dans les processus d'érosion interne. En effet, c'est généralement à l'aval qu'un processus de suffusion ou d'érosion de trou s'initie avant de progresser vers l'amont. La question qui se pose ici est de connaître la raison de cette amorce systématique du conduit d'érosion à l'amont.

- **Vitesse d'écoulement**

La vitesse de l'écoulement a été identifiée comme un paramètre contrôlant l'intensité de l'érosion (*Cf.* Chapitre III), ainsi la première hypothèse pour justifier ce déclenchement à l'amont est celui d'une vitesse locale plus élevée. Pourtant, si on néglige l'écoulement dans le limon, la vitesse moyenne horizontale est a priori la même dans les différentes sections de la couche de gravier. Par contre, la vitesse verticale, normale à l'interface, est très faible mais néanmoins différente entre l'amont et l'aval.

Pour les essais 1 à 4, l'entrée de l'eau dans le modèle se fait par la grille amont, à travers la couche de gravier de base. Il y a un écoulement qui s'établit dans le limon vers le haut à cet endroit alors qu'il est dirigé vers le bas à l'aval du modèle.

Pour les essais 5 à 9, une colonne en gravier a été mise en place au contact du mur amont de manière, justement, à réaliser une entrée de l'eau dans le limon sur toute la hauteur du modèle. Pour ces essais, l'écoulement est toujours dirigé vers le bas, avec notamment une zone où l'écoulement vertical peut être relativement intense, à l'angle amont du limon (Figure V-61). C'est pour cette raison qu'un triangle en gravier fin a été ajouté, pour limiter les vitesses au contact du sol fin à cet endroit.

La vitesse verticale à l'interface à l'amont de l'ouvrage, n'est donc pas orientée dans la même direction selon les essais, alors que l'initiation est systématiquement à l'amont. La présence d'une composante vitesse verticale de la vitesse ne semble pas a priori déterminante.

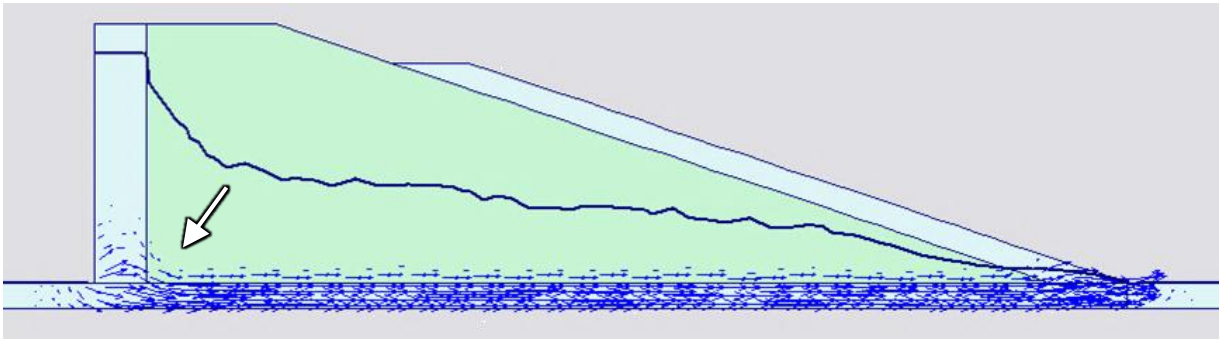


Figure V-61 : Champ de vitesse modélisé pour la géométrie de l'essai 5 avec Plaxflow et surface libre.

- **Contrainte effective**

La contrainte effective à l'interface a été identifiée par les travaux de Schmitz comme facteur influençant le déclenchement d'une EC (Schmitz, 2007). Ses expériences montrent qu'une contrainte effective plus élevée favorise la résistance du sol fin à l'interface et augmente le gradient nécessaire à l'initiation de l'érosion. Néanmoins durant nos essais, la contrainte effective calculée est minimum à l'amont pour les essais avec la géométrie 1, mais maximum pour les essais avec la géométrie 2 (Figure V-62). Et pourtant l'initiation se fait à l'amont dans tous les cas. Ce n'est donc pas non plus a priori, le paramètre déterminant du déclenchement à l'amont.

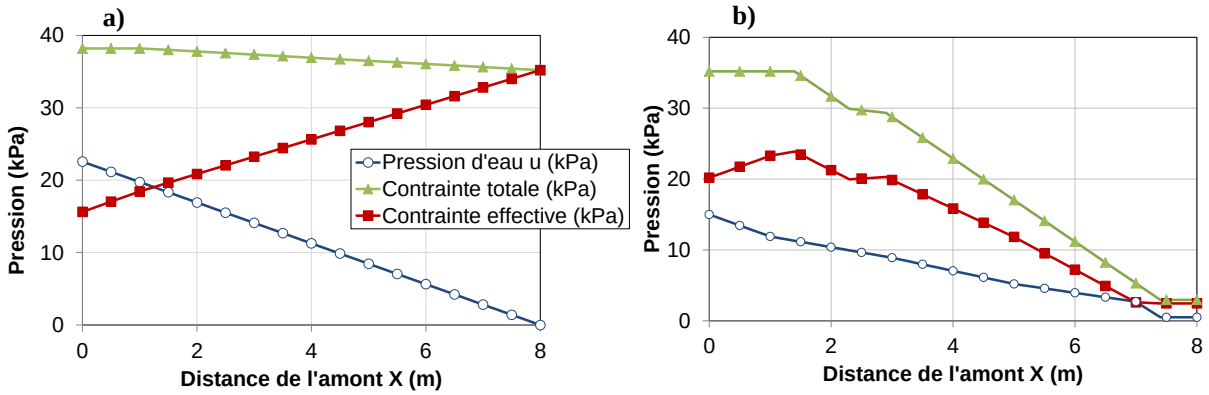


Figure V-62 : Contrainte effective calculée au niveau de l'interface (Z=0,2m) au dernier palier pour a) l'essai 1 et b) l'essai 4.

Nous n'avons pas à l'heure actuelle, d'explication satisfaisante de cette amorce systématique du conduit d'érosion à l'amont.

5.3.2 Déclenchement de l'érosion

Le déclenchement de l'érosion intense est plus ou moins rapide selon les essais. Pour les essais 3, 4 et 6, l'instabilité se déclenche moins de 3 h après le changement de palier, alors que le « pic » de transport de particules n'est pas encore terminé (Figure V-63). On peut raisonnablement supposer que la cavité initiale d'amorce du conduit s'est formée lors du changement de palier. Elle grandit progressivement, n'apportant qu'une quantité de matériaux faible au début, globalement négligeable devant les quantités produites au pic d'érosion puis augmente au fur et à mesure que la cavité se creuse.

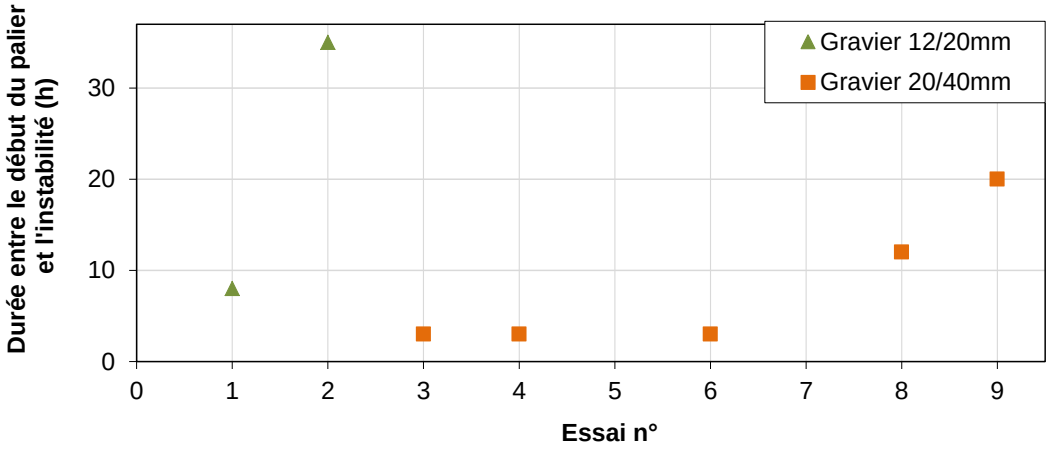


Figure V-63 : Durée entre le début du palier et le déclenchement de l'instabilité pour les différents essais.

Pour les essais 1, 2, 8 et 9, entre 8 et 33 heures s'écoulent entre le changement de palier et le déclenchement de l'instabilité. La turbidité retombe alors à des valeurs très faibles

et l'eau paraît limpide. Le déclenchement de l'instabilité survient à un moment où l'érosion semble fortement réduite, voire arrêtée. Deux hypothèses sont alors envisageables :

- une érosion locale très faible, avec un transport de matériaux limité, est initiée au moment du changement de palier. Cette érosion perdure durant plusieurs heures et n'augmente que très légèrement.

- l'amorce de l'instabilité est dissociée du changement de palier. Dans ce cas, le déclenchement de l'érosion est sans doute amorcé par un effondrement local du sol. Ce déclenchement, plusieurs heures après l'application de la sollicitation hydraulique, peut être lié à l'effet de la saturation progressive du limon, à un fluage mécanique, ou encore à des mécanismes chimiques ou biologiques qui se mettent en place sur cette durée.

Dans tous les cas, cette instabilité est probablement initiée par une hétérogénéité de l'interface où les conditions sont réunies pour ce déclenchement. C'est donc un extremum local qui contrôle l'initiation. Contrairement à des grandeurs moyennes, cet extremum peut prendre des valeurs relativement différentes d'un essai à l'autre et apporte une source de variabilité importante au processus.

5.3.3 Propagation du conduit

Une fois amorcé, on assiste à la propagation de la cavité vers l'aval jusqu'à atteindre les limites de l'ouvrage. Pour l'essai 6, elle a pu être suivie relativement précisément grâce aux mesures par fibre optique (Figure V-60). On mesure une augmentation approximativement linéaire de la longueur du conduit au cours du temps, de l'ordre de 2,3 cm/min (Figure V-64). Pour cet essai, la durée totale de propagation est de l'ordre de 270 minutes. Néanmoins, cette durée n'est pas équivalente pour tous les essais : 11 h pour l'essai 8 et 210 minutes pour l'essai 9.

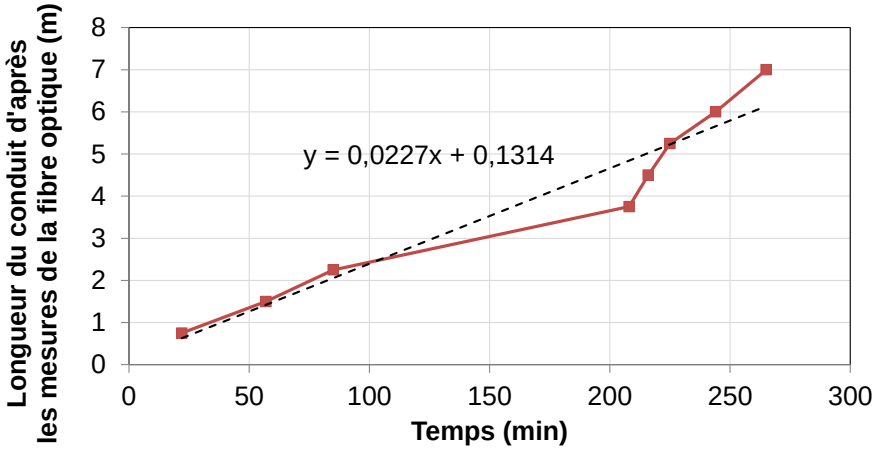


Figure V-64 : Evolution de la longueur estimée du conduit d'après les mesures de déformation réalisées grâce à la fibre optique durant l'essai 6.

Après le creusement d'une première cavité, la partie la plus grossière des particules érodées est piégée à la surface de la couche de gravier. La formation de cette couche filtre a été observée à l'échelle de l'échantillon (*Cf.* Chapitre III) et identifiée au cours du démontage des essais (étude granulométrique détaillée au §7.1). Lorsque cette couche se structure, le débit en transit de la couche de gravier de base vers la cavité diminue. Les vitesses d'écoulement au voisinage du limon aux extrémités du conduit sont par contre augmentées, à cause de la réduction de section de passage entre la cavité et la couche de gravier. Ce phénomène peut favoriser la propagation du renard en provoquant, de préférence, une érosion aux extrémités du conduit (Figure V-65).

Pour les essais 1 à 4, un géotextile est présent à l'interface entre les graviers et le limon sur une certaine longueur à l'entrée du modèle. Il avait pour but d'éviter l'érosion à cet endroit où les conditions aux limites peuvent influencer le processus. Il est probable que le géotextile ait joué un rôle opposé à ce qui était souhaité, en empêchant le colmatage des graviers par les particules érodées. La propagation du conduit est alors arrêtée et l'érosion se concentre à cet endroit. La cavité s'agrandit facilement grâce à la saturation du limon sur une hauteur importante à l'amont. Enfin, il est possible qu'un report de contrainte sur le mur amont par effet voûte diminue la contrainte effective au sein du sol et le fragilise. Tous ces phénomènes expliquent, en partie, la présence d'une cavité de grande taille à l'amont.

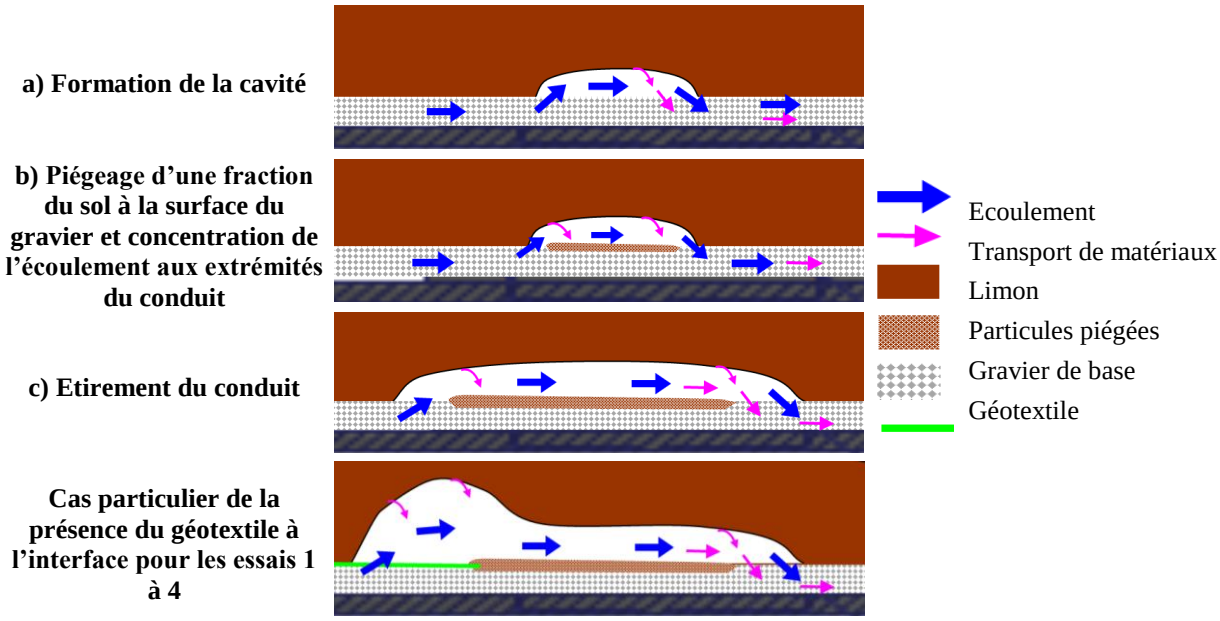


Figure V-65 : Schéma de la propagation du conduit d'érosion.

L'allongement du conduit s'accompagne d'un agrandissement de son diamètre, suite au développement de l'érosion sur les parois latérales, de façon similaire à ce qui est observé dans l'essai d'érosion de trou (Bonelli, et al., 2006). Le conduit formé possède ainsi une section variable en fonction de la position (X) et du temps. Au démontage des essais, la forme

de ces conduits a pu être observée. La section est de la forme d'une demi-ellipse, avec une largeur comprise entre 20 et 50 cm, et une hauteur comprise entre 10 et 30 cm (Figure V-66).

Figure V-66 : Observation de la forme du conduit au démontage lors de la réalisation de coupes successives.

5.3.4 Conclusions sur la phase 3

L'initiation de la phase 3 est liée à l'apparition d'une cavité à l'interface, concentrant l'écoulement et se propageant vers l'aval et l'amont. Durant nos essais, cette initiation a lieu soit au cours du pic initial de turbidité, soit plusieurs dizaines d'heures plus tard, sans lien a priori avec le changement de palier. Le déclenchement se produit à l'amont de l'ouvrage, sans

explication satisfaisante pour l’instant. Le conduit se propage ensuite au-dessus de l’interface avec une vitesse variable selon les essais. Une couche de matériau érodé, trop grossier pour transiter dans la couche de base, se crée alors à la surface des graviers. La section du conduit possède une forme de demi-ellipse, de l’ordre de 40 x 20 cm en fin d’essai, avec une zone nettement plus grande à l’amont, liée à une érosion préférentielle à cet endroit en lien probable avec le géotextile présent en entrée du modèle.

5.4 Phase 4 : Interaction entre le conduit et les conditions limites

La phase 4 diffère suivant la configuration du modèle, notamment dans la partie aval : sortie de l'écoulement par une grille et batardeaux métalliques au-dessus pour maintenir le limon pour la géométrie 1 (essais 1,2 et 3), ou ouvert, avec un talus pour la géométrie 2.

5.4.1 Phase 4a : Stabilisation par le colmatage des graviers

Pour les essais 1, 2 et 3 avec la géométrie 1, le modèle est fermé à l'aval par des batardeaux métalliques et constitué d'une couche de limon d'épaisseur uniforme dans tout le modèle. Le conduit qui s'est formé au-dessus de l'interface durant la phase 3, vient buter sur les batardeaux. L'écoulement chargé en sédiments transite alors par la couche de gravier de base, sous les batardeaux. Elle se colmate rapidement, entraînant une diminution puis un arrêt du débit transitant par le conduit. Celui-ci s'effondre ensuite progressivement et l'érosion s'arrête (Figure V-67).

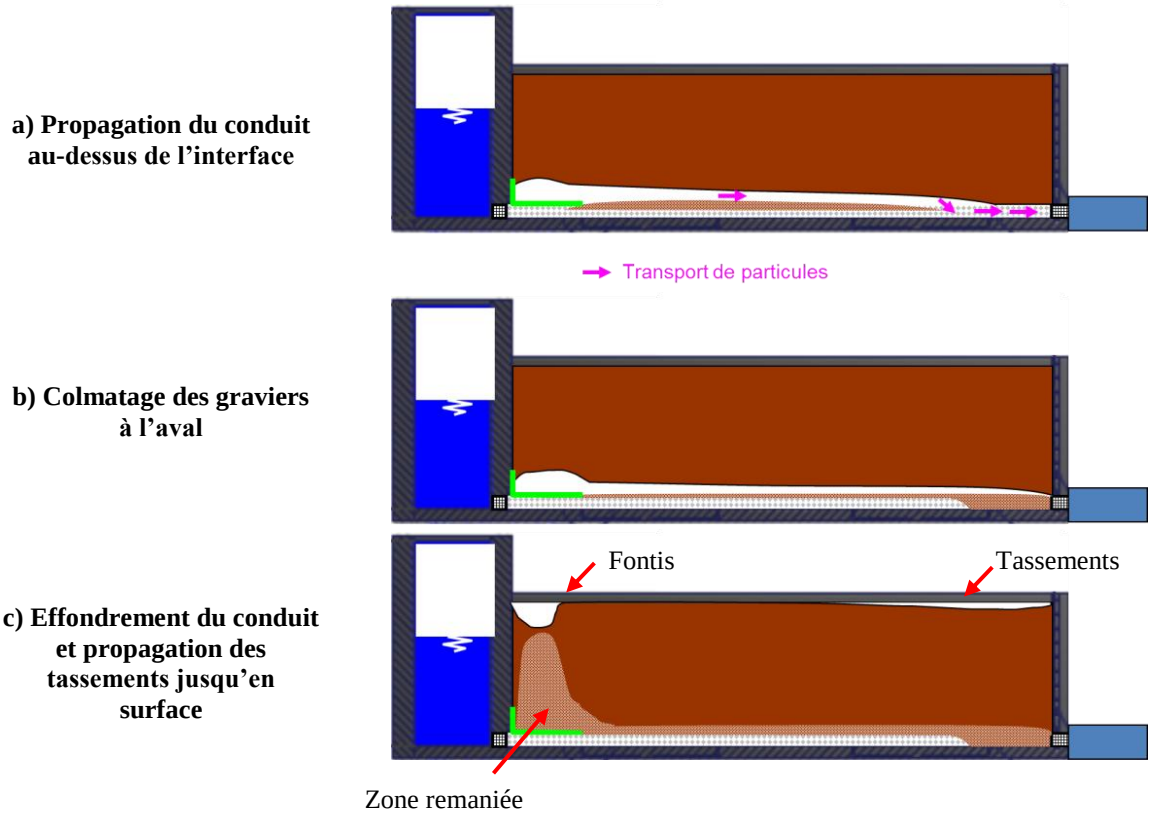


Figure V-67 : Phase 4 : Colmatage des graviers, effondrement du conduit et arrêt de l'érosion.

On a pu constater d'après les mesures hydrauliques globales que la perte de perméabilité de la couche de gravier de base entraîne, à charge constante, une diminution du débit (*Cf.* Figure V-50). Cette phase s'accompagne d'un raidissement de la ligne de charge à l'aval avec augmentation des pressions interstitielles dans tout l'ouvrage (*Cf.* Figure V-68, Figure V-53). Comme les vitesses diminuent suite au colmatage, l'érosion s'arrête. Le conduit

s'effondre progressivement et des tassements se propagent jusqu'en surface. On a pu ainsi mesurer des tassements répartis à l'aval, de l'ordre de 2-3 cm pour les essais 1 à 3 (*Cf.* Figure V-69). A l'amont, ces effondrements se traduisent par des fontis. Ils sont liés à une érosion préférentielle à cet endroit (*Cf.* §5.3.3) ainsi qu'à une saturation du limon dans cette zone, favorable aux effondrements successifs (*Cf.* Figure V-28 et V-29)

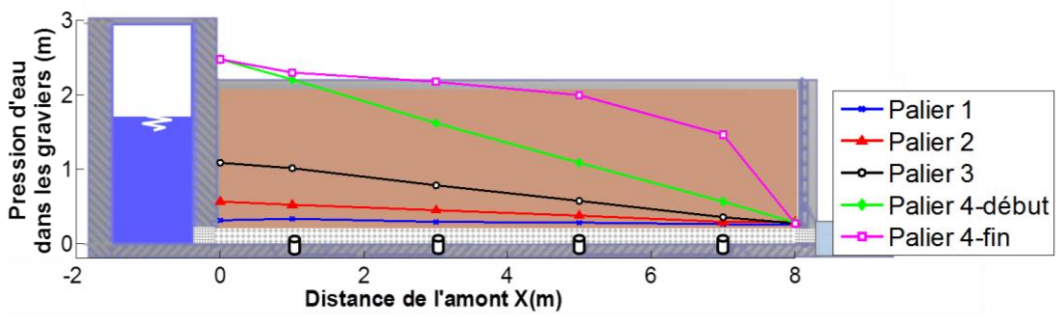


Figure V-68 : Evolution de la ligne de charge dans les graviers au cours de l'essai 1 (piquages de mesure schématisés par des cylindres). « Palier 4-début » et « Palier 4-fin » correspondent au palier 4 avant et après l'érosion intense et la baisse de débit.

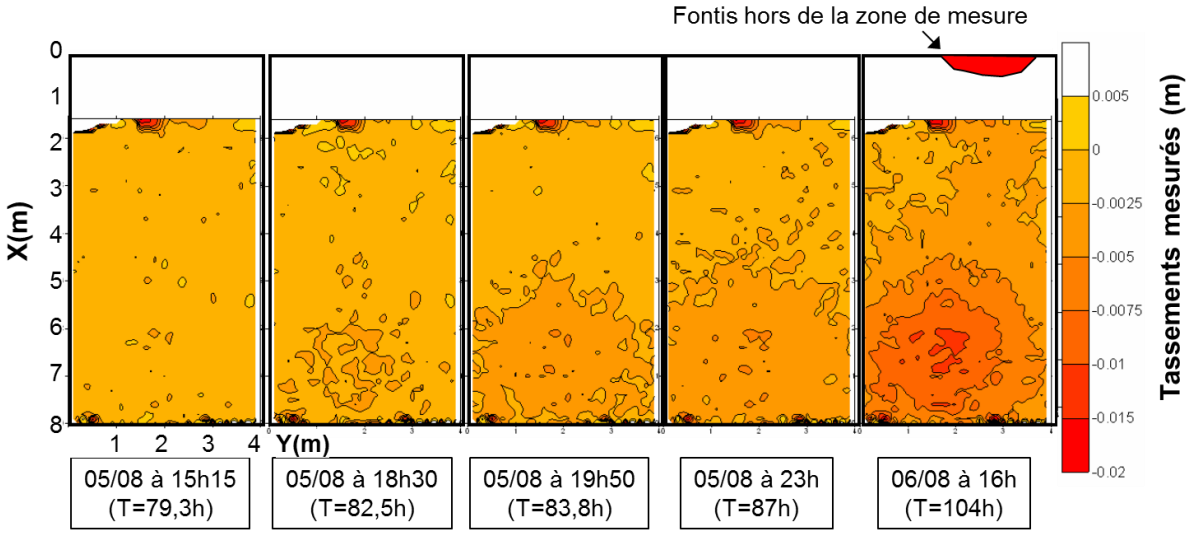


Figure V-69 : Tassements mesurés en surface de l'essai 1.

5.4.2 Phase 4b : Rupture par progression du conduit jusqu'à la recharge

Lors des essais menés avec la géométrie 2, le conduit se propage à l'interface puis arrive sous la recharge en gravier. L'eau chargée pénètre d'abord dans la couche de base, qui se colmate en surface, puis dans la recharge au-dessus. Lorsque celle-ci se colmate à son tour, la charge augmente dans le conduit. L'eau commence alors à sortir au-dessus de la zone colmatée. Cet écoulement dirigé vers le haut entraîne progressivement les graviers à la surface (Figure V-70). Lorsque la recharge a été complètement entraînée, le conduit devient traversant sur la majorité de l'ouvrage et le débit augmente rapidement, entraînant une forte érosion des parois et un agrandissement du conduit. A partir de ce moment le maximum des capacités d'alimentation de la pompe est vite atteint et l'essai doit être arrêté. On considère qu'il y a rupture de l'ouvrage, celui-ci ne pouvant plus retenir l'eau.

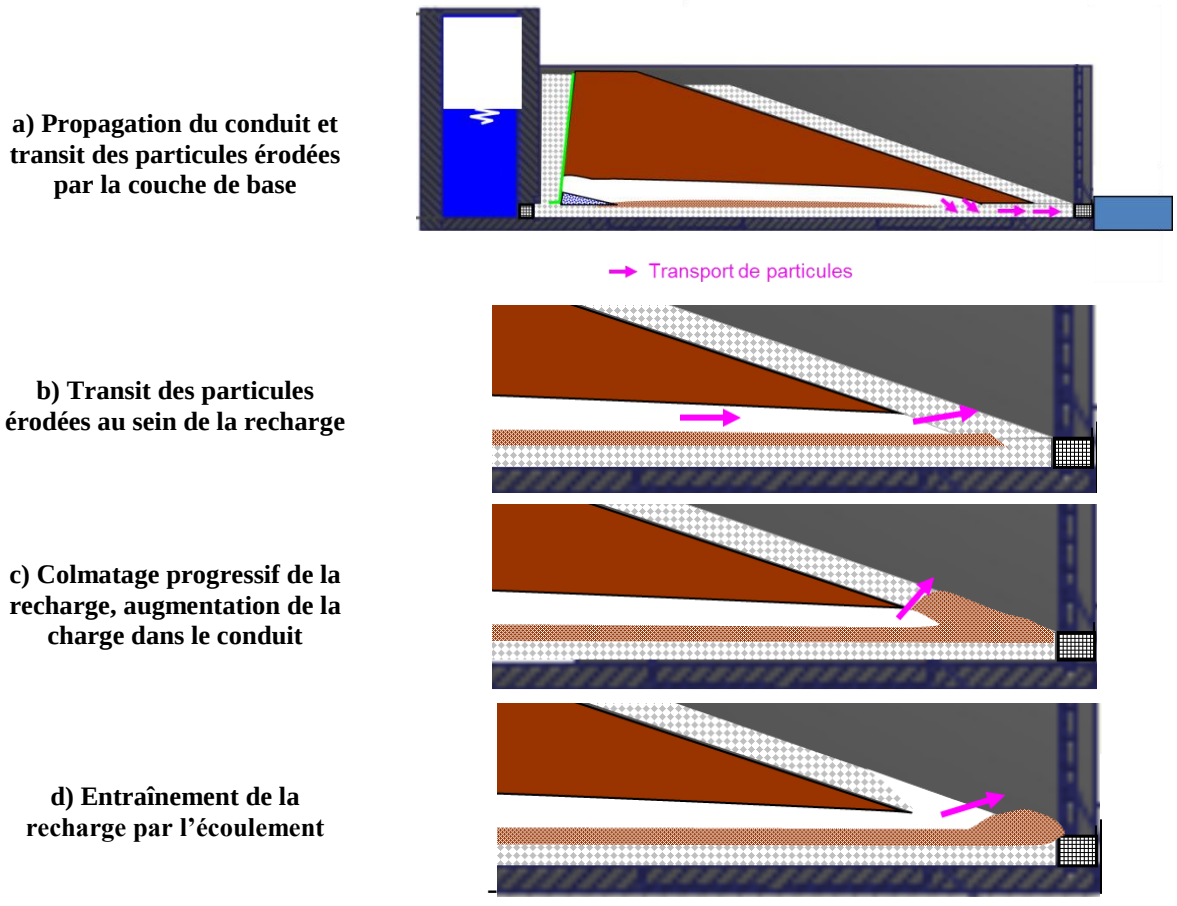


Figure V-70 : Schéma de la sortie du renard à travers la recharge.

La recharge en gravier joue un rôle pour la stabilité mécanique de l'ouvrage : elle augmente la contrainte effective au sein du limon, de manière à limiter le risque de glissement. Elle a généralement aussi un rôle de filtre granulaire, pour empêcher le transport

des particules érodées. Le gravier 20/40 mm, utilisé dans la majorité de nos essais, est mal dimensionné pour jouer ce dernier rôle car il est trop grossier vis-à-vis du limon de BLV (*Cf.* §3.1.3). Néanmoins, nous avons quand même constaté qu'un colmatage avait lieu mais seulement sur la portion la plus grosse du sol fin, après qu'une quantité importante de limon a traversé la recharge.

Cependant durant nos essais, la recharge granulaire est entrainée par l'écoulement à chaque fois qu'un renard s'est formé. Nous allons donc analyser le comportement de la recharge pour comprendre les raisons de sa rupture. Nous considèrerons dans un premier temps les essais 4 et 6, pour lesquelles la recharge est constituée uniquement d'une couche de 20cm de gravier 20/40mm, puis les essais 8, 9 pour lesquels des confortements ont été testés.

- **Rupture de la recharge durant les essais 4 et 6**

Visuellement, on observe l'apparition d'une zone de suintement dans la recharge qui s'élargit et remonte progressivement (Figure V-71 et Figure V-72). Cette première étape est sans doute générée par le colmatage progressif de la couche de gravier de base et de la recharge. Cela provoque une augmentation de la charge dans le conduit et force l'écoulement à trouver un autre chemin, en passant au-dessus et sur les côtés (Figure V-70). Si on examine maintenant les mesures globales de débit et de concentration (Figure V-73), on constate que l'observation visuelle du renard est précédée par un pic de turbidité. Ce pic correspond, a priori, au moment où le conduit atteint la recharge, marquant ainsi la fin de la phase de propagation. Par la suite, les particules érodées proviennent uniquement de l'érosion sur les faces latérales du conduit. La concentration de l'effluent diminue ainsi temporairement, au fur et à mesure du colmatage des graviers.

Cette diminution est néanmoins très momentanée et les minutes qui suivent l'observation visuelle du premier suintement, sont caractérisées par une très forte augmentation du débit et de la turbidité. L'augmentation est plus rapide pour l'essai 6 (~20 minutes pour atteindre le débit maximum) que pour l'essai 4 (~1h pour atteindre ce débit). Les graviers de la recharge sont alors entraînés par l'écoulement. La perte de charge à cet endroit se trouve réduite et il en résulte une augmentation du débit total avec une forte reprise de l'érosion des faces latérales du conduit.

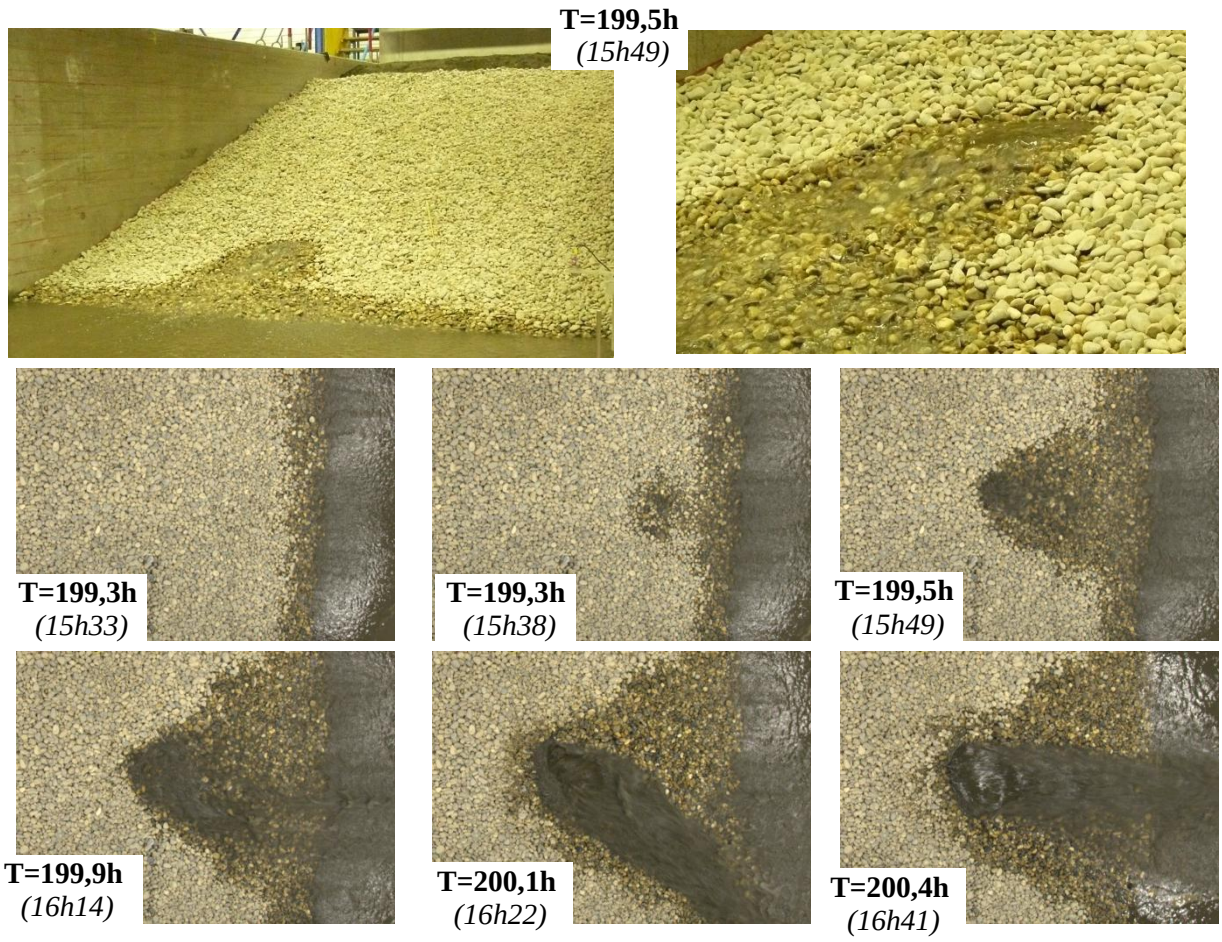


Figure V-71 : Evolution de la sortie du renard dans la recharge au cours de l'essai 4.

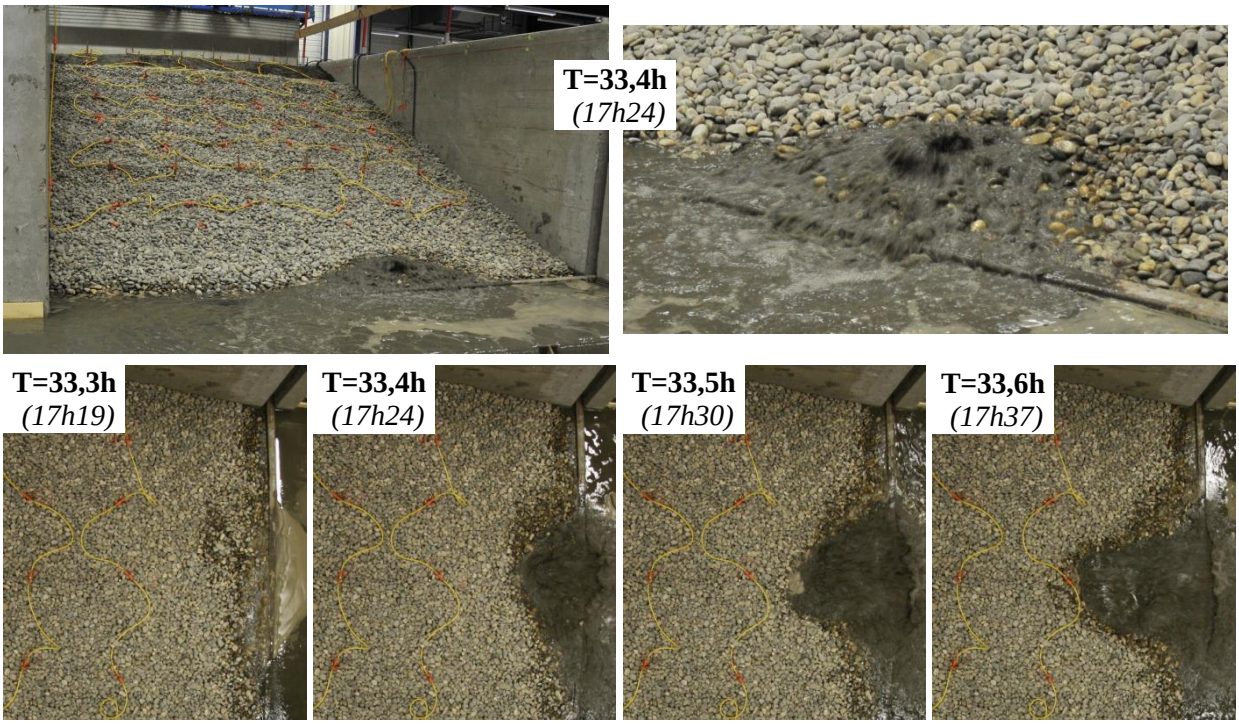


Figure V-72 : Evolution de la sortie du renard dans la recharge au cours de l'essai 6.

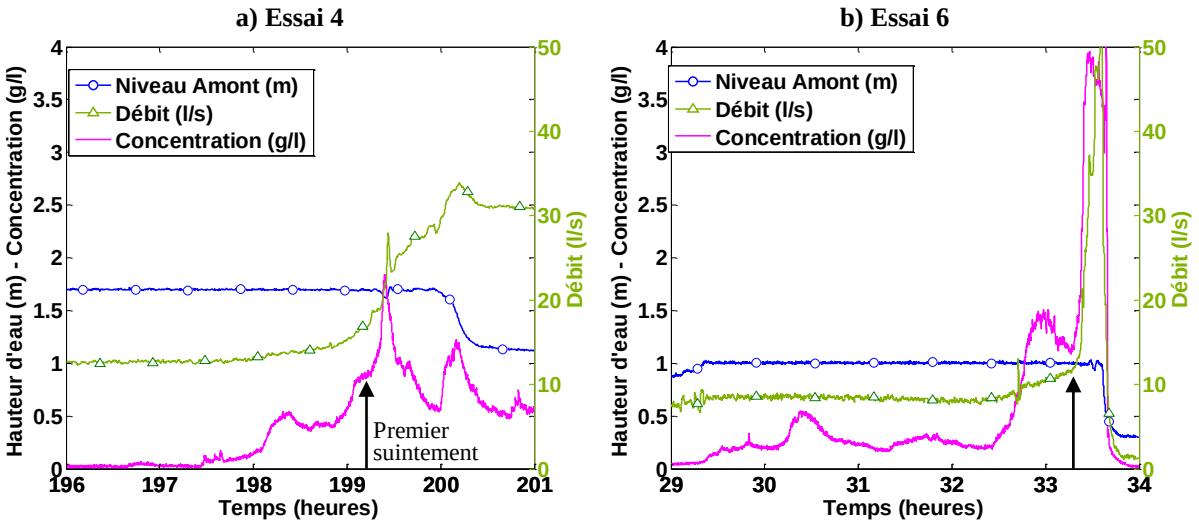


Figure V-73 : Evolution du débit, de la concentration et de la charge amont lors des essais 4 et 6.

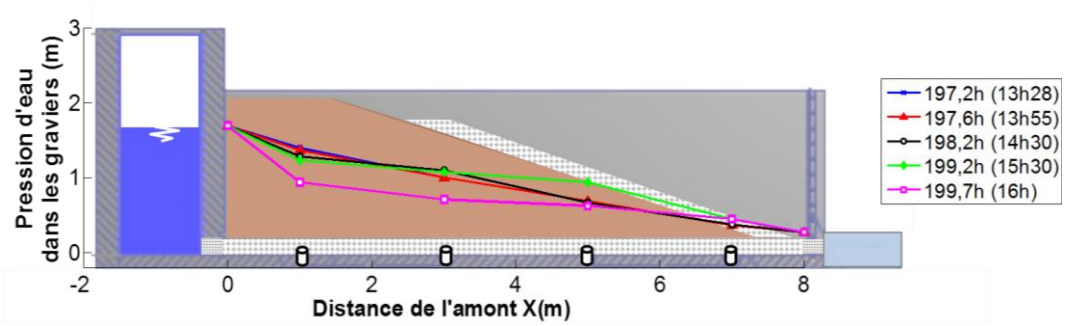


Figure V-74 : Evolution de la ligne de charge mesurée dans les graviers au moment de la rupture (essai 4).

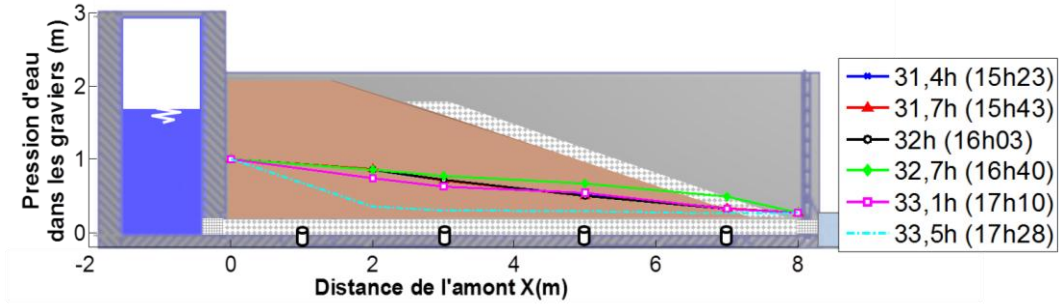


Figure V-75 : Evolution de la ligne de charge mesurée dans les graviers au moment de la rupture (essai 6).

On observe visuellement que les graviers à la surface de la recharge sont entraînés de façon similaire au phénomène classique de boulance des sols. Pour vérifier cette hypothèse, nous avons calculé le gradient au sein de la recharge pour l'essai 4 et nous l'avons comparé au gradient critique de Terzaghi :

$$i_{crit} = (\gamma_{sat} - \gamma_w)/\gamma_w \qquad \text{(V.3)}$$

Avec i_{crit} le gradient d'initiation de la boulance, γ_{sat} (N/m^3) le poids volumique saturé du sol, $\gamma_w = 9{,}8 kN/m^3$ le poids volumique de l'eau. D'après les documents techniques du fournisseur, la masse volumique des grains du gravier 20/40 mm utilisé est : $\rho_s = 2610\ kg/m^3$. La porosité mesurée du gravier en place est : $n_D = 0{,}40$, le poids volumique à saturation du gravier est donc $\gamma_{sat} = 19{,}3\ kN/m^3$ et le gradient critique de Terzaghi de l'ordre de 0,97.

Considérons ensuite le moment où le suintement dans la recharge est visible, mais avant tout déplacement du gravier (T=199,4h). On suppose alors que l'écoulement transite directement depuis le conduit d'érosion, à travers la recharge jusqu'à la surface (l'épaisseur comptée verticalement est $ep_R = 0{,}2\ m$) (Figure V-76-a). L'hypothèse est faite que cet écoulement est vertical et dirigé vers le haut. Notons que ceci semble cohérent d'après les observations réalisées pour l'essai 4 mais pas pour l'essai 6. Il reste ensuite à estimer la pression de l'eau dans le conduit, sous la recharge. Les mesures de pressions interstitielles dans la couche de gravier de base sont réalisées toutes les 20 minutes (*Cf.* §3.4.4). Une mesure a été faite entre 15h27 et 15h33, c'est-à-dire juste avant l'apparition du suintement dans la recharge (Figure V-71). D'autre part, les points de mesures sont espacés de 2 m dans le sens longitudinal (Figure V-15). Grâce aux mesures topographiques, on identifie le suintement autour de la position : $X = 6{,}80\ m$ et $Y = 1{,}59\ m$, au moment où les premiers graviers sont déplacés. Pour estimer la pression dans le conduit à cet endroit, nous avons extrapolé linéairement la ligne de charge mesurée entre $X = 3\ m$ et $X = 5\ m$ jusqu'à $X = 6{,}8\ m$. Cette extrapolation linéaire revient à faire l'hypothèse que le gradient est constant le long du conduit. On obtient alors la position $X = 6{,}8\ m$: $H_{conduit} = 0{,}85\ m$ (Figure V-74). La charge à la sortie de l'écoulement dans la recharge est prise égale à l'altitude de la surface : $H_{sortie} = 0{,}59\ m$. On a donc un gradient au sein de la recharge égal à $i = (H_{conduit} - H_{sortie})/\mathrm{ep_R} \approx 1{,}3$. Cette valeur est bien supérieure au gradient critique de Terzaghi estimé et justifie l'apparition de boulance à la surface.

Plusieurs hypothèses ont été faites pour obtenir cette estimation du gradient et il faut prendre la valeur obtenue comme un ordre de grandeur, pouvant varier en fonction de la direction réelle de l'écoulement, de la pression dans le conduit ou encore de sa géométrie. D'autre part, le gradient critique d'initiation de la boulance peut être influencé par la pente de la recharge. Néanmoins, cette estimation montre que l'hypothèse d'un phénomène de boulance à la surface est tout à fait plausible.

Le même calcul ne peut pas être appliqué à l'essai 6. Pour celui-ci, le premier suintement est localisé beaucoup plus à l'aval, à $X = 7{,}7\ m$, c'est-à-dire à 0,3 m de la grille aval, au sein de la pointe de l'ouvrage constitué uniquement de gravier. On observe néanmoins un jet vertical assez similaire à celui de l'essai 4 mais avec une progression plus rapide. L'hypothèse que l'on peut faire pour expliquer ce phénomène est un colmatage des graviers de base, au niveau de la grille aval (Figure V-76-b). Dans ce cas, le calcul de

boulance est difficile à mettre en œuvre car le trajet de l'écoulement reste sujet à de nombreuses hypothèses. On peut néanmoins estimer la pression dans le conduit grâce aux mesures réalisées à $X = 5\ m$ et $X = 7\ m$ à 17h07, c'est-à-dire une dizaine de minutes avant la rupture. En extrapolant la valeur à $X = 7{,}7\ m$, similairement à ce qui a été fait pour l'essai 4, on obtient dans le conduit une charge : $H_{conduit} = 0{,}44\ m$ (Figure V-75), alors que la surface de la recharge à cet endroit est à $H_{sortie} = 0{,}3\ m$. La charge hydraulique paraît donc largement suffisante pour un suintement en surface avec des vitesses d'écoulement élevées pouvant entraîner les graviers.

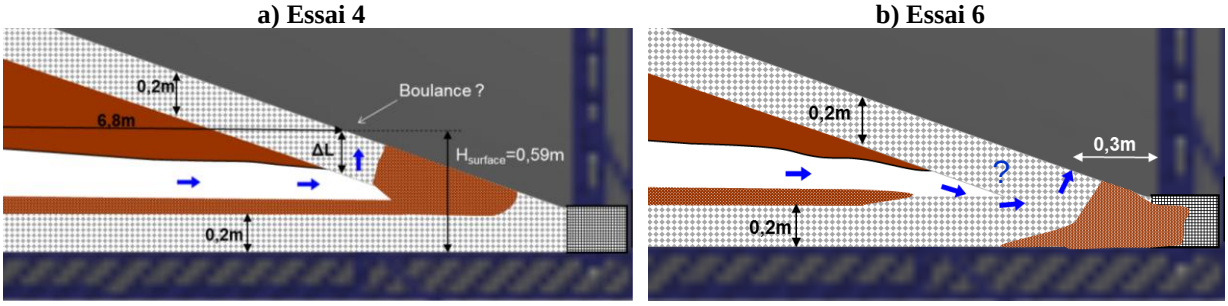


Figure V-76 : Schéma du calcul de boulance pour les essais 4 et 6.

- **Solution de confortement testée durant l'essai 8 : Géotextile**

Lorsqu'on souhaite mettre en place une recharge granulaire sur un ouvrage, on dispose fréquemment un géotextile sur le parement. Il joue le rôle de filtre, de manière à stopper un transport éventuel de particules fines. On peut ainsi éviter d'utiliser plusieurs couches successives de filtres granulaires, plus complexes à mettre en œuvre.

Cette solution de confortement a été testée lors de l'essai 8. Un géotextile a été mis en place sous la recharge, à la surface du limon. L'ouverture des mailles du géotextile a été choisie, afin de réaliser une filtration géométrique efficace du limon de BLV. Durant cet essai, le conduit se propage d'abord au-dessus de l'interface, et génère une augmentation du débit une dizaine d'heures avant la rupture (Figure V-42). Lorsque le conduit vient buter contre le géotextile, celui-ci se colmate très rapidement, forçant l'intégralité de l'écoulement à passer à travers la couche de base. Celle-ci se colmate ensuite progressivement, générant une baisse du débit total (Figure V-42). La charge augmente au sein du conduit jusqu'à provoquer un soulèvement du géotextile et de la recharge. L'écoulement peut alors sortir directement du conduit et on observe une brusque augmentation du débit et de la concentration (Figure V-78-a). On observe ensuite, pendant plusieurs dizaines de minutes, un battement du géotextile qui est sans doute provoqué par une alternance d'augmentation et de diminution de la charge dans le conduit. Lorsque la pression augmente, le géotextile se soulève et laisse passer une partie de l'écoulement. A ce moment, la charge diminue et le géotextile retombe. La pression augmente de nouveau et ainsi de suite…

L'inefficacité du système de confortement mis en place vient, dans ce cas, du manque d'ancrage du géotextile. En effet, sur un ouvrage réel, l'ancrage latéral est conséquent (de l'ordre d'une dizaine de mètres au lieu de 4m dans notre modèle) et le géotextile est maintenu en pied de digue par une tranchée d'ancrage à l'échelle métrique, absente sur le modèle (Chareyre, 2002).

En l'absence d'effet membrane, on peut faire un calcul similaire au calcul de boulance réalisé pour l'essai 4 et vérifier la stabilité du géotextile au moment où l'on observe son soulèvement. La situation est néanmoins différente, car contrairement à la recharge en gravier 20/40 mm qui est perméable, le géotextile colmaté possède probablement une perméabilité très faible.

On fait d'abord l'hypothèse que le conduit d'érosion est continu jusqu'au géotextile. A cet endroit, l'écoulement à travers le géotextile est supposé négligeable. On peut vérifier la stabilité du géotextile en comparant la contrainte, normale au parement, appliquée par la recharge et la pression appliquée par l'écoulement. La recharge n'étant pas saturée, la contrainte appliquée sur le géotextile est : $\sigma_R = ep_R.\rho_S.g.(1-n_D).\cos^2(\phi)$, avec $\phi = 18°$ la pente du parement. L'application numérique donne $\sigma_R = 2{,}8\ kPa$ Le premier soulèvement du géotextile est observé à la position $X \sim 7\ m$. A cette position, la côte du géotextile est $z_{géotextile} = 0{,}33\ m$. Malheureusement, les piquages servant à la mesure de pression se sont colmatés durant les dernières heures de l'essai et nous n'avons donc pas de mesures utilisables à ce moment-là. La dernière mesure correcte (T=107h) donne une charge $H_{conduit} = 0{,}52\ m$ dans le piquage n°10 (rive droite, à l'endroit de la rupture) . La pression sous le géotextile est donc à cet instant de $u = (H_{conduit} - z_{géotextile}).\rho_w.g = 1{,}9kPa$, soit légèrement inférieure à la contrainte verticale estimée. Néanmoins, la pression dans le conduit a certainement augmenté entre la dernière mesure (T=107h) et la rupture (T=113,1h) permettant ainsi le soulèvement du géotextile.

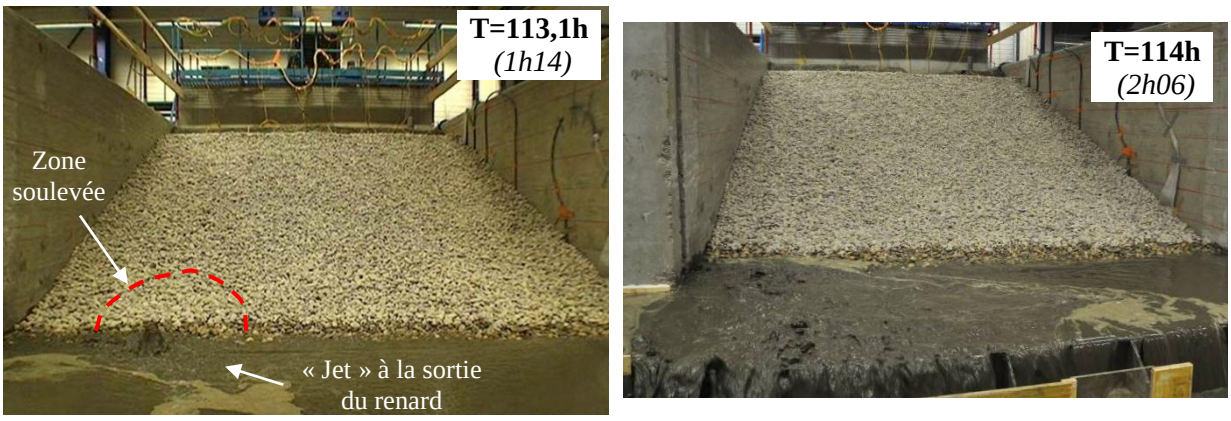


Figure V-77 : Soulèvement du géotextile et « jet » d'eau provenant du conduit.

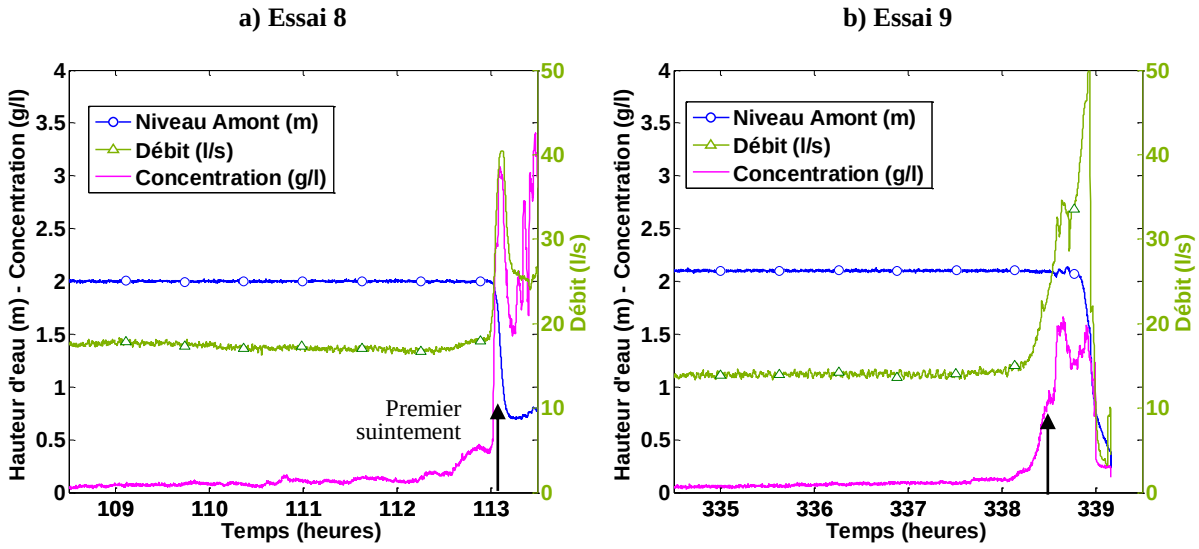


Figure V-78 : Evolution du débit, de la concentration et de la charge amont lors des essais 8 et 9.

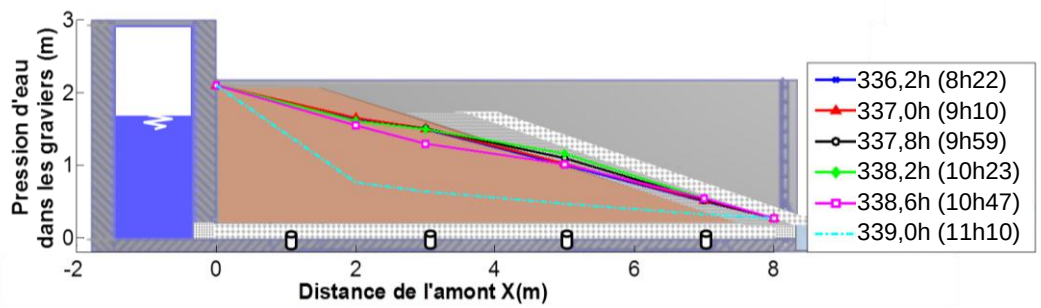


Figure V-79 : Evolution de la ligne de charge mesurée dans les graviers au moment de la rupture (essai 9).

- **Solution de confortement testée durant l'essai 9 : Recharge plus fine et plus épaisse.**

Pour l'essai 9, la recharge est constituée d'une couche de 28 cm d'épaisseur de gravier 2/6mm en plus de la couche classique de gravier 20/40mm. A priori, la présence de la couche de gravier 2/6mm doit mener à un colmatage beaucoup plus rapide de la recharge. D'autre part l'épaisseur totale (47 cm), nettement plus importante, doit permettre d'augmenter la contrainte effective, et de réduire le risque de boulance (réduction du gradient d'un éventuel écoulement vertical).

Lors de cet essai, on détecte plusieurs dizaines d'heures avant la rupture, des déformations en pied de digue, rive droite (Figure V-58), ainsi qu'un tassement à la surface. On suspecte qu'une érosion régressive s'est développée à cet endroit. Lors de la propagation du conduit, celui-ci s'est naturellement dirigé vers cette zone fragilisée.

Quinze secondes avant d'observer le premier suintement d'eau dans la recharge, on observe un effondrement et un glissement d'une zone de la recharge de relativement grande taille (Figure V-80). L'eau jaillit ensuite au centre de cette zone de glissement et entraîne

rapidement une partie de la recharge. Parallèlement, on mesure une très forte augmentation du débit et de la turbidité (Figure V-78). Une dizaine de minutes plus tard, une grande quantité de graviers de la recharge a été entrainée et le renard débouche à l'air libre.

Il est probable qu'une cavité se soit créée en pied de digue suite au développement de l'érosion régressive. Le conduit d'érosion qui s'amorce à l'amont rejoint cette cavité, puis celle-ci s'effondre, provoquant un glissement important de la recharge. Le conduit est obturé subitement par cet effondrement, d'où une forte augmentation de la charge hydraulique à l'intérieur. L'écoulement jaillit alors verticalement au-dessus du conduit et entraîne progressivement les graviers de la recharge.

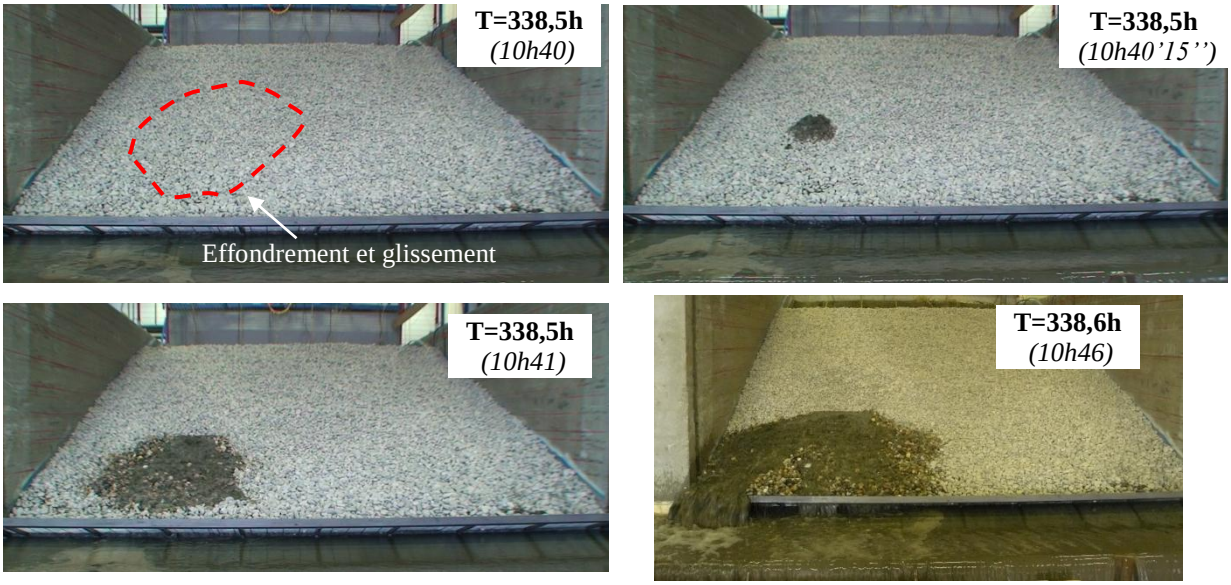


Figure V-80 : Rupture de la recharge lors de l'essai 9.

On observe ainsi pour cet essai, un entraînement des graviers à la surface dès l'apparition du premier suintement. On peut réaliser un calcul de boulance à ce moment-là, similaire à celui conduit pour les essais 4 et 6. La dernière mesure de pression a été réalisée à 338 h, soit 20 minutes avant la rupture. En extrapolant les mesures réalisées à $X = 3\,m$ et $X = 7\,m$, on obtient une valeur de pression $H_{conduit} = 1{,}05\,m$ à la position du premier suintement ($X = 6{,}5\,m$) (Figure V-79). Néanmoins, on peut supposer que, suite à l'effondrement de la recharge, la pression augmente brusquement dans le conduit. Cette augmentation a lieu une dizaine de secondes avant la rupture et n'a donc pas pu être mesurée. Nous pouvons toutefois faire une approximation grossière, en supposant que l'écoulement s'arrête dans le conduit suite à l'effondrement. Les pertes de charges deviennent négligeables et la pression à l'extrémité du conduit augmente jusqu'à atteindre la pression mesurée à $X = 5\,m$, c'est-à-dire $H_{conduit} = 1{,}49\,m$. A cet endroit, la surface de la recharge est localisée à $H_{sortie} = 0{,}8\,m$, et son épaisseur est $ep_R = 0{,}47\,m$. Le gradient estimé est donc : $i = (H_{conduit} - H_{sortie})/\mathrm{ep_R} = (1{,}49 - 0{,}8)/0{,}47 = 1{,}47$. Ce gradient est nettement supérieur

au gradient critique de Terzaghi et confirme l'observation d'un entraînement des graviers avec l'écoulement par boulance.

- **Conclusions sur la rupture de la recharge**

Dans la configuration de nos essais, la mise en place d'une recharge filtrant la majorité des particules du sol fin (géotextile pour l'essai 8 et couche 2/6mm pour l'essai 9) ne permet pas d'empêcher la formation du renard. En effet, le sol érodé peut transiter en grande partie par la couche de gravier de base sans être filtré.

D'autre part, durant ces 4 essais (essais 4, 6, 8 et 9), nous avons observé la formation d'un conduit d'érosion à l'amont puis sa progression vers l'aval. Lorsqu'il atteint la recharge, le conduit est alors déjà bien formé et sa présence augmente nettement la charge hydraulique à l'aval de l'ouvrage. La pression sous la recharge est donc élevée et augmente encore au fur et à mesure du colmatage progressif du gravier sous l'effet du transport intense de particules.

Pour éviter la rupture, il aurait fallu, soit utiliser une recharge encore plus grossière, de manière à éviter son colmatage, soit utiliser une épaisseur plus importante, pour limiter le gradient à une valeur inférieure à 1, même au moment où la charge hydraulique appliquée est maximale. Cette charge maximale peut être estimée par la valeur de la charge dans le réservoir amont à laquelle on retranche les pertes de charges au sein des graviers à l'entrée du modèle. Les pertes de charges dans le conduit peuvent ensuite être négligées, comme détaillé pour le calcul de l'essai 9. Dans notre configuration, pour la charge amont maximale (2,1m), les pertes de charge avant l'entrée dans le conduit sont de l'ordre de 35 cm pour l'essai 9, soit : $H_{conduit} = 2{,}1 - 0{,}35 = 1{,}75\ m$. A la position de la pointe du limon ($X = 7{,}4\ m$), la surface de la recharge est localisée à H_{sortie}=$ep_G + ep_R = 1\ m$. L'épaisseur minimum de la recharge pour éviter la rupture est donc : $ep_R = (H_{conduit} - H_{sortie})/\mathrm{i_c} = (1{,}75 - 1)/0{,}97 = 0{,}77\ m$.

Cette épaisseur est très conséquente par rapport à la hauteur du modèle (2,1m). Sur un ouvrage réel, pour lequel la charge maximale peut atteindre plus d'une dizaine de mètres, ce type de dimensionnement conduirait à des épaisseurs de recharge excessives. Un géotextile correctement ancré pourrait éventuellement fournir une meilleure solution.

6. Caractérisation quantitative de l'érosion et comparaison avec les essais à l'échelle de l'échantillon

Les processus d'érosion observés durant ces essais à grande échelle ont été largement décrits au §5. Nous allons maintenant nous intéresser aux résultats quantitatifs obtenus, en termes de seuil d'initiation du processus d'érosion et de taux d'érosion.

Sur les 9 essais réalisés, les essais 1 à 3 avec la géométrie 1, avaient pour objectif d'étudier l'influence éventuelle d'un effet d'échelle sur le processus d'EC. Dans ce but, la géométrie de ces essais était similaire à celle du dispositif à l'échelle de l'échantillon mais avec un rapport de taille de l'ordre de 10. Nous allons pouvoir comparer les résultats obtenus à deux échelles différentes.

Les essais à l'échelle de l'échantillon ont été présentés et analysés dans le Chapitre III. En termes de processus, nous avions identifié une phase de lessivage des graviers puis un premier seuil d'initiation d'une érosion à l'interface, suivi d'un deuxième seuil en lien avec la formation de conduits dans la couche de limon. Ces observations correspondent qualitativement à ce que nous avons constaté durant les essais à grande échelle. Plus précisément, deux essais ont été réalisés à l'échelle de l'échantillon dans la configuration C2 (sol fin sur sol grossier) avec le limon de BLV et le gravier G2 (très proche du gravier 12/20 mm utilisé pour les essais 1 et 2) (Figure V-81) (Figure V-82)

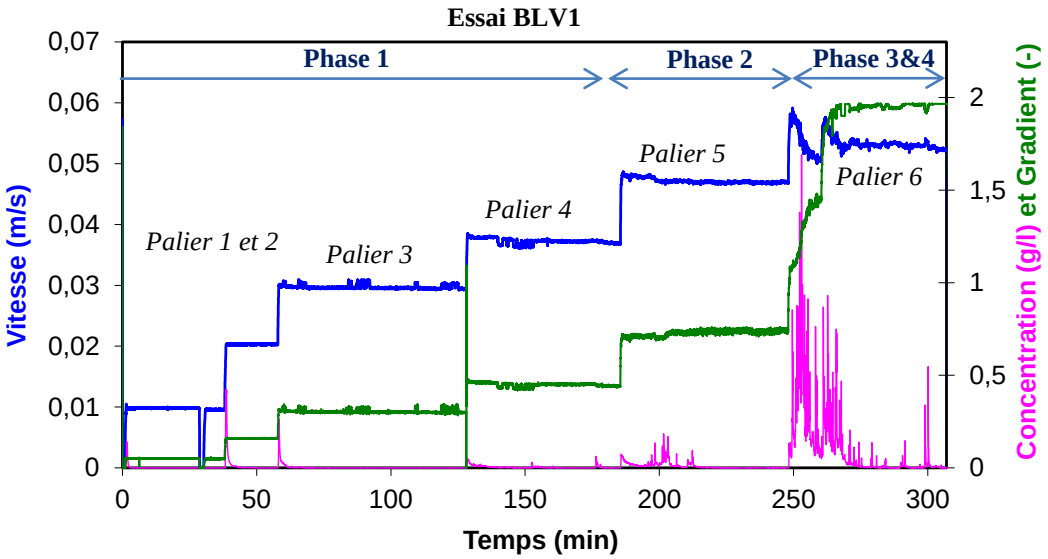


Figure V-81 : Evolution de la concentration en particules (g/L), de la vitesse de l'écoulement (m/s) et du gradient au cours de l'essai BLV1 à l'échelle de l'échantillon avec la configuration 2 sur le limon de BLV et le gravier G2

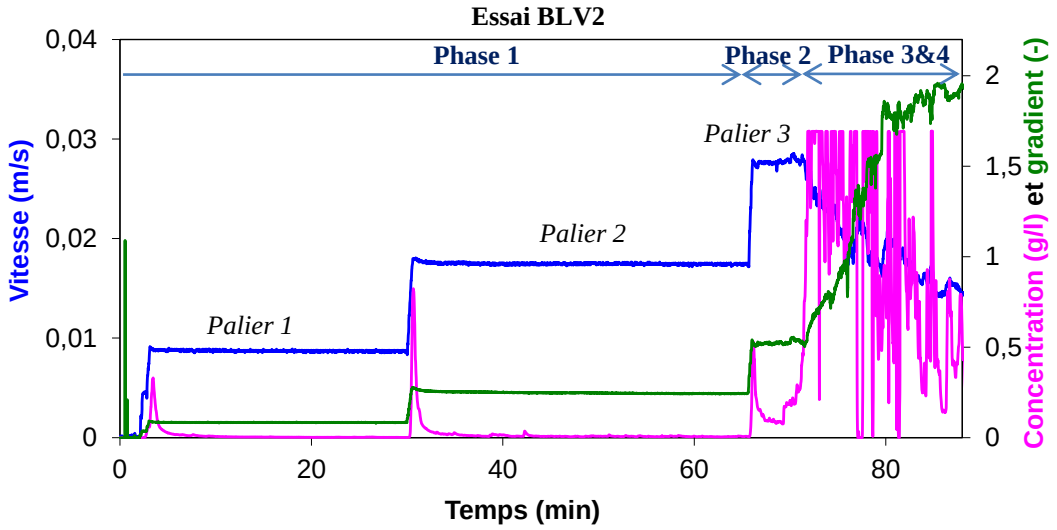


Figure V-82 : Evolution de la concentration en particules (g/L), de la vitesse de l'écoulement (m/s) et du gradient au cours de l'essai BLV2 à l'échelle de l'échantillon avec la configuration 2 sur le limon de BLV et le gravier G2

Durant ces essais à l'échelle de l'échantillon, on retrouve effectivement les processus observés à grande échelle. Lors d'une première phase, on remarque uniquement des pics transitoires d'érosion suivis d'une diminution rapide de la concentration jusqu'à atteindre des valeurs très faibles (Phase 1). Pour l'essai BLV1, on observe, au palier 5, une augmentation de l'érosion durant quelques minutes pouvant être le signe d'effondrements de cavités à l'interface (Phase 2). Ensuite, à partir du palier 6 pour l'essai BLV1 et du palier 3 pour l'essai BLV2, une érosion intense s'initie, à l'origine de concentrations très élevées (Phase 3). Le gradient mesuré dans l'échantillon augmente alors rapidement, du fait du colmatage de la couche de gravier (Phase 4).

Le dispositif expérimental d'EC à l'échelle de l'échantillon est conçu pour réaliser des essais à débit constant, en manipulant toutefois manuellement la vanne pour maintenir le débit. Lors de l'essai BLV2, les pertes de charges dues au colmatage ont été trop importantes et il n'a pas été possible de maintenir le débit, ce qui explique la diminution importante de la vitesse à la fin de cet essai.

6.1 Seuil d'érosion

A l'échelle de l'échantillon, deux seuils d'initiation de l'érosion avaient été identifiés. Un premier seuil correspond à la formation de cavités à l'interface et un deuxième à la formation de conduits. Pour les essais à grande échelle 1 à 9, ces seuils ont été retrouvés et correspondent, pour le premier seuil, à l'initiation de la phase 2 et, pour le deuxième seuil, à l'initiation de la phase 3. Ces seuils ont pu être comparés entre eux aux deux échelles, en fonction de la vitesse moyenne de Darcy dans la couche (Figure V-83), ou du gradient hydraulique moyen (Figure V-84).

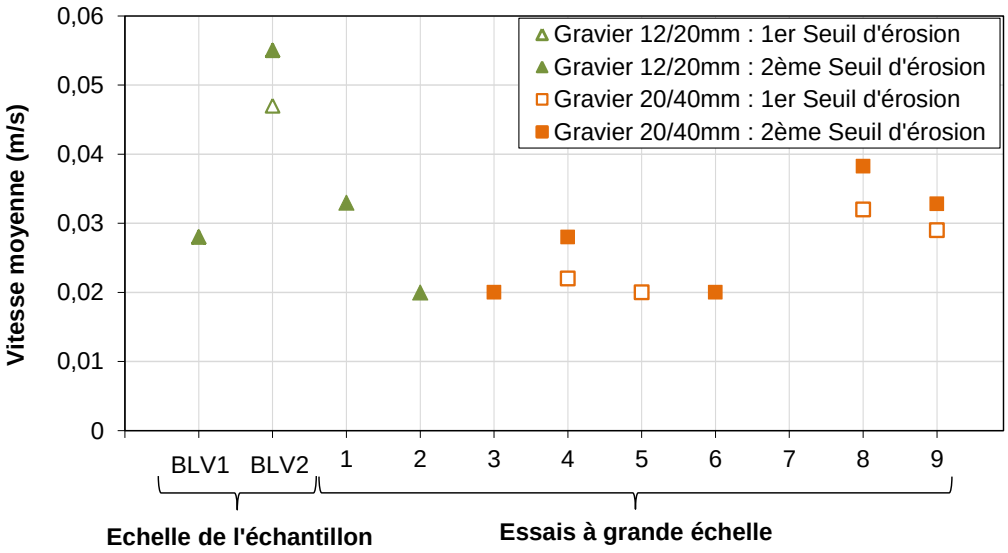


Figure V-83 : Comparaison des vitesses d'initiation de l'érosion.

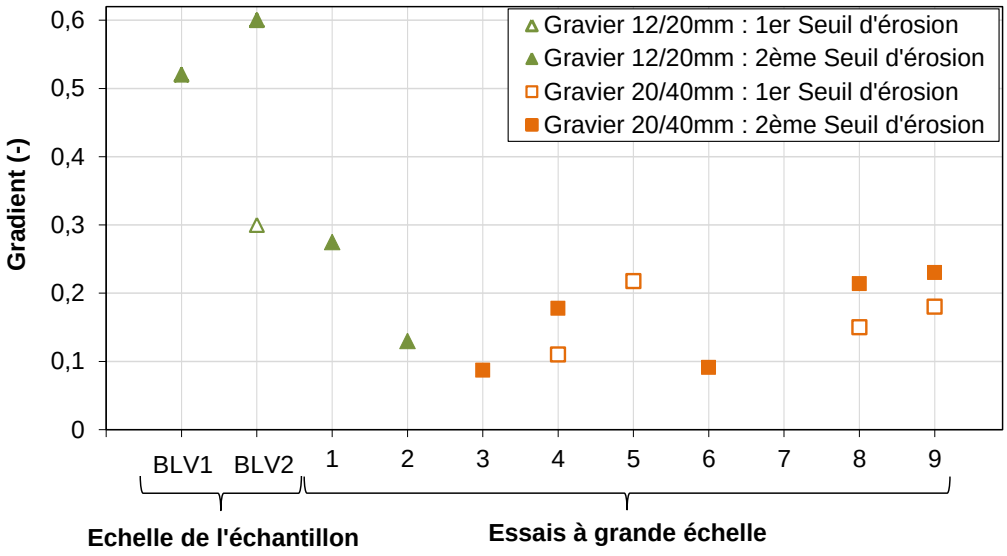


Figure V-84 : Gradients d'initiation de l'érosion.

On constate une dispersion relativement importante des vitesses d'initiation entre les 9 essais à grande échelle (2 à 4 cm/s) ainsi que des gradients (0,08 à 0,28). Cette dispersion est aussi connue à l'échelle de l'échantillon (*Cf.* Chapitre III) et fréquente dans les essais d'érosion interne. De plus ici, elle a pu être favorisée par les variations de densité, de teneur en eau, et de protocole de chargement hydraulique entre les essais.

L'ordre de grandeur est cependant similaire à celui obtenu à l'échelle de l'échantillon pour les vitesses d'initiation (2 à 5,5 cm/s). Le premier et le deuxième seuil d'érosion sont généralement proches, avec un écart de l'ordre de 0,5 cm/s (à part pour l'essai 5 où le

deuxième seuil n'a pas été identifié). D'autre part, on n'observe pas d'écart significatif entre les essais avec le gravier 12/20 mm et ceux avec le gravier 20/40 mm.

Les gradients mesurés sont par contre plus élevés à l'échelle de l'échantillon qu'à grande échelle, probablement à cause d'un colmatage plus rapide de la couche de gravier dans ce cas (4cm d'épaisseur) qui modifie la perméabilité globale.

Dans le Chapitre III, des critères ont été proposés pour calculer de façon semi-empirique les vitesses d'initiation du processus d'EC. Dans le cas qui nous intéresse ici (sol fin sur un sol grossier), nous avons proposé d'associer l'initiation de l'EC à l'existence de conditions de transport des matériaux suffisantes au sein de la couche de sol grossier. Ce critère correspond à des contraintes de cisaillement au sein des milieux poreux en moyenne supérieures à la contrainte de Shields critique pour les particules du sol fin. Ce calcul a été réalisé avec le diamètre effectif d_H = 0,065 mm de la granulométrie de référence du limon de BLV (Tableau V-1) et pour les caractéristiques moyennes du gravier 20/40 mm ($a = 0{,}55\ s/m$ et $b = 160\ s^2/m^2$, *Cf.* Tableau V-4). Le paramètre de Shields obtenu est : $\tau_{c,Shields,d50} = 0{,}13Pa$ d'après (Yalin, et al., 2001; Cao, 2006). Comme détaillé au Chapitre II, on peut ensuite retrouver le gradient d'initiation d'après la relation de Wörman et al. (1992), en utilisant le facteur de correction empirique : $\beta_w = 0{,}3$ (on recherche dans ce cas la contrainte au sein du milieu poreux et pas à l'interface, il n'y a donc pas lieu d'utiliser le coefficient de réduction β_i). L'application numérique donne un gradient d'initiation $i_c = 0{,}028$, puis la vitesse d'écoulement, $U = 0{,}012\ m/s$. En prenant en compte, en plus, un effet d'adhésion par la correction empirique proposée au Chapitre III, on obtient : $U_{crit} = 0{,}014\ m/s$. Cette vitesse est proche mais légèrement inférieure aux vitesses seuils mesurées (Figure V-83).

La relation que nous avons proposée donne dans ce cas une estimation sécuritaire de la vitesse d'initiation du processus d'érosion.

6.2 Taux d'érosion

Pour étudier l'évolution de l'intensité du transport solide au cours des différents essais, une première étape consiste à représenter la masse totale de sol transporté pour chaque palier (Figure V-85). Cette masse totale est déterminée en additionnant la masse collectée dans le bac aval et celle estimée en suspension. Pour chaque essai, on peut ainsi identifier le palier correspondant à la rupture de l'ouvrage (phases 3 et 4) par le palier pour lequel la masse de sol transporté est supérieure à 100 kg. Une quantité supérieure à 100 kg a aussi été collectée durant l'essai 5 malgré l'absence de rupture, ce qui souligne l'intensité du processus d'érosion régressive durant cet essai.

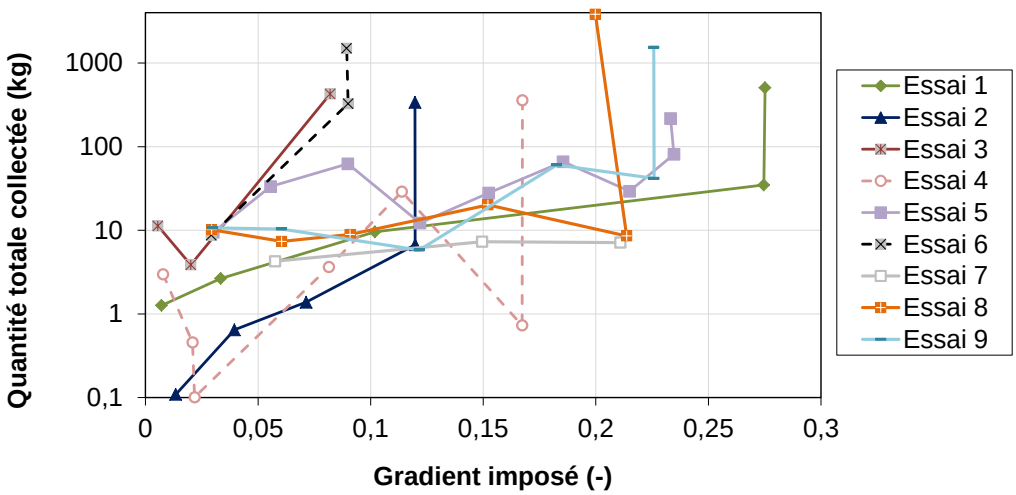


Figure V-85 : Masse de sol transportée pour chaque palier de chaque essai.

L'intensité de l'érosion est généralement exprimée par l'intermédiaire du taux d'érosion surfacique, en calculant la masse de sol érodé par seconde et par unité de surface d'érosion. Cette surface d'érosion correspond, dans notre cas, à l'interface entre la couche de gravier et le limon. Cette définition est valable pour les paliers de la phase 1 et 2 mais perd son sens lorsque la phase 3 s'amorce. En effet, la majorité de la masse érodée provient alors d'un conduit d'érosion dont la géométrie est inconnue. Des taux d'érosion moyens sur l'interface ont pu être calculés uniquement pour les paliers de la phase 1 et 2 avec la relation :

$$\epsilon = \frac{\mathrm{m_{bac}} + \mathrm{m_{suspension}}}{\Delta t . A_{int} . n_D} \qquad \text{(V.4)}$$

Avec ϵ (kg/s/m²) le taux d'érosion, m_{bac} (kg) la masse collectée dans le bac, $m_{suspension}$ (kg) la masse cumulée estimée d'après la sonde de turbidité de sol en suspension dans l'effluent, Δt (s) l'intervalle de temps considéré et A_{int} (m²) la surface de l'interface d'érosion. Le taux d'érosion ainsi calculé nous renseigne sur l'intensité de l'érosion et peut être comparé aux taux d'érosion obtenus à l'échelle de l'échantillon. Comme évoqué précédemment, la concentration en particules atteint un maximum au moment du changement de palier puis décroît rapidement avec le temps. Le taux d'érosion est donc fortement dépendant du Δt considéré ainsi que de la durée qui le sépare du changement de palier. De ce fait, nous avons représenté le taux d'érosion mesuré durant les premières 30 minutes de chaque palier, de manière à pouvoir les comparer avec les essais à l'échelle de l'échantillon de courte durée. Cette valeur est à rapprocher du taux d'érosion moyen durant le pic initial de turbidité, dont le temps caractéristique à l'échelle de l'ouvrage est de l'ordre de 30 minutes (Figure V-48).

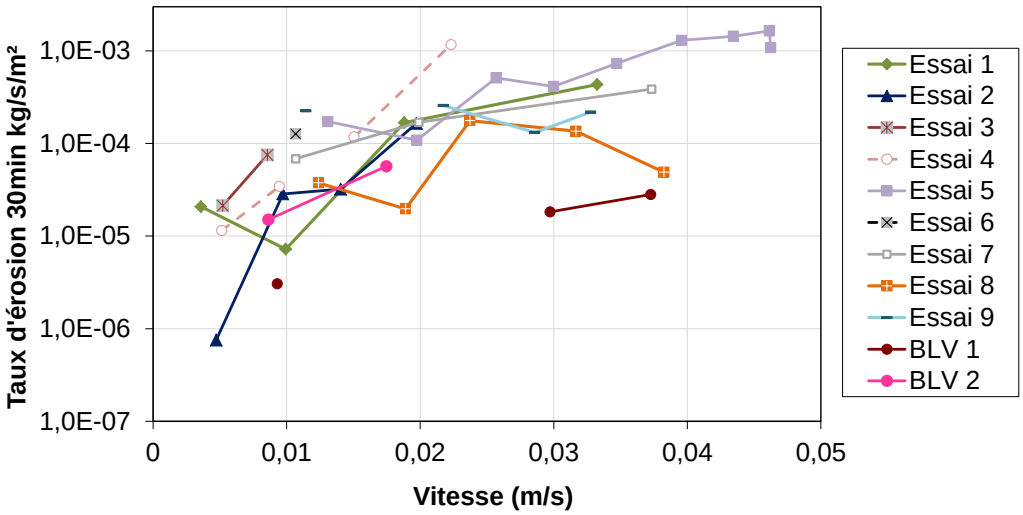


Figure V-86 : Evolution du taux d'érosion durant les 30 premières minutes de chaque palier de la phase 1 et 2 au cours des différents essais.

On constate que les résultats obtenus pour tous les essais à grande échelle et pour l'essai BLV2 sont proches (Figure V-86). Par contre, les taux d'érosion mesurés durant l'essai BLV1 sont inférieurs d'environ une décade à ceux des autres essais. On remarque une augmentation globale des taux d'érosion en fonction de la vitesse du palier, pour atteindre des valeurs de l'ordre de 10^{-4} à 10^{-3} kg/s/m² à partir de 2 cm/s. Les derniers paliers de l'essai 5 se distinguent par des taux d'érosion nettement plus élevés, suite au développement de l'érosion régressive.

6.3 Influence de l'échelle

Nous avons constaté que les processus observés à l'échelle de l'échantillon et à grande échelle pour les essais avec la géométrie 1, sont très proches. Avec la géométrie 2, on peut noter que le développement final du conduit d'érosion est permis par la configuration de talus de l'ouvrage. Quantitativement, les vitesses d'écoulement menant à l'érosion intense sont similaires aux deux échelles. Les taux d'érosion mesurés durant l'essai BLV2 paraissent aussi cohérents avec ceux obtenus à grande échelle. Toutefois, on observe des taux d'érosion plus faibles pour l'essai BLV1 ainsi qu'une différence pour la durée des pics initiaux d'érosion, de l'ordre de 5 minutes à l'échelle de l'échantillon contre 30 minutes à l'échelle de l'ouvrage. Ces écarts durant la phase 1 sont sans doute expliqués par les différences de protocole de mise en place du sol fin (manuelle à l'échelle de l'échantillon, à la pelle mécanique à grande échelle), mais aussi de temps de transport des particules après leur détachement (lié à la longueur du modèle).

Ces différences ne nous paraissent pas significatives et on peut conclure qu'il ne semble pas exister d'effet d'échelle sur l'initiation de l'EC avec cette configuration (C2), ou alors que son ordre de grandeur reste inclus dans la dispersion de nos résultats.

7. Evolutions granulométriques

Cette section est consacrée à l'étude de l'évolution des sols en cours d'essai en termes de modifications des distributions granulométriques. Nous nous sommes particulièrement intéressés au limon de BLV utilisé dans les 8 essais où de l'érosion a été observée. C'est un sol sablo-limoneux dont les caractéristiques à la mise en place ont été décrites en détail au §3.1.2.

Au cours du processus d'érosion, une partie de ce limon est érodée et transite à traverse la couche de matériau grossier avant de sortir du modèle. Nous avons constaté que ce processus modifie localement la granulométrie du sol en place et tend à colmater la couche de gravier. La granulométrie initiale du limon mis en place subit ainsi des évolutions au cours de l'essai, par érosion et par transport.

L'étude de ces évolutions nous renseigne sur les processus en jeu, mais aussi sur la manière d'interpréter des mesures granulométriques réalisées sur des ouvrages réels, susceptibles d'être soumis à une EC. Ces informations peuvent en effet, faciliter l'interprétation d'hétérogénéités de granulométrie rencontrées dans des sondages, ou celle de mesures granulométriques de particules collectées dans des contre-canaux et potentiellement issues d'une EC. Cette étude a fait l'objet en partie du stage de Master 2 de Régis Ndong (2011).

7.1 Modifications de la granulométrie du limon provoquées par l'EC

Lors du démontage des ouvrages expérimentaux, les zones de limon qui semblaient avoir été modifiées durant l'essai ont fait l'objet de prélèvements et de mesures granulométriques. Notamment des zones plus « sableuses », ou caractérisées par une plus grande concentration en particules grossières (graviers, brindilles, sable grossier, agrégats argileux) que dans le sol initial, ont été identifiées au sein de la couche de limon (*Cf.* §4). Ces hétérogénéités du sol n'étaient pas présentes à la mise en place car elles auraient été remarquées lors des inspections visuelles régulières pour chaque couche de sol mise en œuvre, ou par l'analyse des échantillons prélevés au montage.

Deux explications peuvent être apportées à ces modifications du sol en place. Elles peuvent être dues à une érosion sélective d'une partie du sol. C'est le cas lorsqu'un processus de suffusion se met en place ou lors d'une EC, si uniquement une partie du sol est entrainée (*Cf.* Chapitre 3, §4.6). Elles peuvent aussi être causées par une ségrégation du sol en place, sans départ de matériau, lorsque celui-ci est décompacté puis remanié par des tassements ou par l'écoulement.

Nous avons identifié au cours du démontage différents types de modifications du sol en place :

- **Lentilles sableuses** (Figure V-30) à proximité de la paroi amont pour des essais avec la géométrie 1 (essai 2 et 3 granulométrie représentée sur la Figure V-87)

Ces zones sableuses pourraient éventuellement être provoquées par un processus de suffusion, lessivant la partie fine du sol. Le limon de BLV est effectivement à la limite des critères de stabilité interne (*Cf.* §3.1.3). Néanmoins, des gradients relativement importants seraient nécessaires, ce qui n'est, a priori, pas le cas au sein de notre couche de limon. L'explication la plus probable est une ségrégation en place du sol. Les zones sableuses sont localisées sous les fontis apparus en surface, c'est-à-dire dans des zones où des cavités ont transité par effondrements successifs. Le limon a été décompacté et remanié dans une zone saturée de l'ouvrage. Le sol a ainsi pu subir une ségrégation suite à son brassage dans une cavité remplie d'eau suivie d'une sédimentation des particules à différentes vitesses. Cette hypothèse est appuyée par l'identification de concentrations importantes en éléments grossiers, donc possédant des vitesses de sédimentation plus élevées, sous les zones sableuses.

- **Concentration en éléments grossiers** (graviers, brindilles, sable grossier, agrégats argileux) sur 5 à 10 cm au-dessus de l'interface.

Ces concentrations ont été identifiées dans l'angle amont du modèle, sous les lentilles sableuses, pour l'essai 3 par exemple (Figure V-87). Dans ce cas particulier, elles peuvent résulter du processus de ségrégation décrit ci-dessus.

Elles ont aussi été retrouvées au fond des conduits d'érosion au cours du démontage des essais 4, 6, 8 et 9. Lors de la phase 3 du processus, une érosion intense se développe au sein d'une cavité qui s'agrandit au-dessus de l'interface jusqu'à former un véritable conduit. Le sol érodé est emporté par l'écoulement et transite d'abord dans le conduit, puis à travers la couche de gravier de base tant que le conduit n'a pas atteint l'extrémité du modèle.

Le limon de BLV ne respecte aucun critère de filtre géométrique par rapport au gravier (*Cf.* 3.1.3). Néanmoins, s'agissant d'un sol naturel, il a une granulométrie étendue avec une fraction de particules suffisamment grossières pour être piégées dans les graviers. Les critères de filtre ne sont généralement pas adaptés à des graviers si grossiers. On peut cependant réaliser une estimation sommaire de la taille des particules retenues en utilisant le critère de filtre classique de Terzaghi : $d_{85} > D_{15}/4$. Le gravier 20/40 mm possède un D_{15} de 22,2 mm, le d_{85} du sol fin doit donc être supérieur à 5,5mm pour qu'il y ait rétention. D'après la granulométrie de référence, seulement 1,4 % du limon de BLV a une taille supérieure à 5,5 mm. Néanmoins, les volumes érodés transitant par les conduits sont estimés de l'ordre de 1 à 2 tonne. Une fraction de 1,4 % correspond à 14 à 28 kg, ce qui n'est pas négligeable. D'autre part, à partir du moment où quelques particules grossières sont piégées à la surface de la couche de gravier, des particules de plus en plus petites peuvent être retenues par un phénomène d'auto-filtration. Les échantillons prélevés correspondent à un sable (Figure V-87) trop fin pour être piégé selon les critères présentés ci-dessus, mais qui a pu être retenu par auto-filtration. La fraction fine de ce sol (< 80 µm) représente uniquement 10 à 15 %, au lieu des 37 % initiaux, suite au lessivage du sol par l'écoulement.

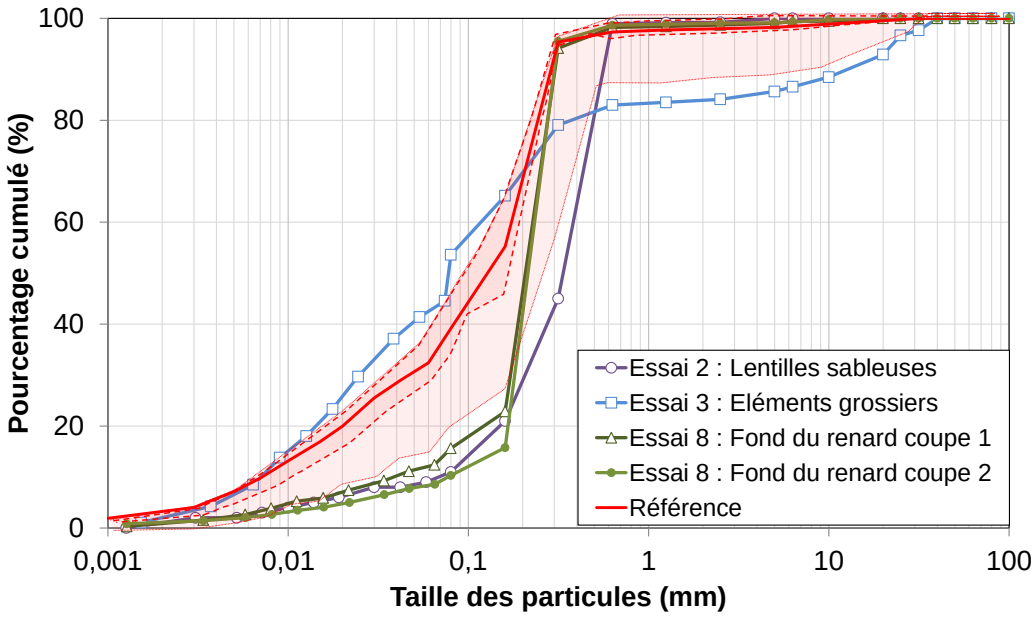


Figure V-87 : Granulométries des zones perturbées du modèle.

7.2 Colmatage de la couche de gravier

Au cours des essais 1 à 3, on observe une forte perte de perméabilité du modèle quelques heures après l'initiation de l'érosion intense. Les mesures de pression au sein du gravier indiquent que cette perte de charge est localisée principalement à l'aval du modèle. L'hypothèse la plus probable consiste à supposer une perte de perméabilité liée au colmatage des graviers de base par les particules transportées par l'écoulement, comme décrit précédemment pour la formation de la couche grossière au fond des renards (*Cf.* §7.1). Nous avons effectué des prélèvements de graviers au cours du démontage, afin de réaliser des mesures granulométriques qui ont été comparées au gravier initial (Figure V-88).

Comme on pouvait s'y attendre, les échantillons prélevés sont composés d'un mélange du limon de BLV et du gravier initial,. Le gravier 12/20 mm utilisé pour cet essai possède un passant à 10 mm en moyenne nulle et au maximum égal à 1 %, d'après les documents techniques fournis par le fournisseur Perrier TP. On peut ainsi considérer que la fraction inférieure à 10 mm dans les échantillons prélevés provient en majorité du limon de BLV. Nous avons donc représenté la granulométrie de l'échantillon écrêté à 10 mm. On remarque que cette fraction ajoutée au gravier initial est composée à 50 % de particules inférieures à 0,3 mm, ce qui correspond à des particules du limon de BLV normalement mobiles au sein du gravier. Il y a en effet un rapport 45 entre la taille de ces particules et le D_{15} du gravier. Ces particules ont simplement dû sédimenter à la fin de l'essai et ne sont pas a priori, responsables du colmatage. L'autre moitié de cette fraction ajoutée est composée de particules comprises entre 3 et 10 mm. Il y a un rapport de taille 1,3 à 4,5 avec le D_{15} du gravier, ce qui indique qu'elles ont de fortes probabilités d'être piégées géométriquement dans

les constrictions de la couche de gravier. Cette fraction est donc, a priori, responsable du colmatage du gravier.

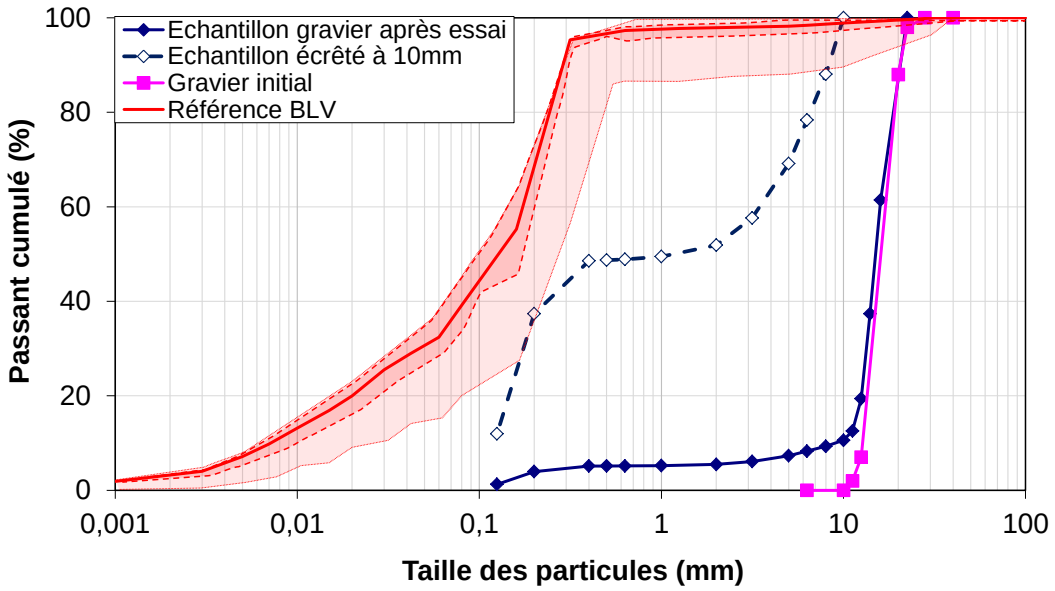


Figure V-88 : Granulométrie d'un échantillon prélevé au sein de la couche de gravier de base à la fin de l'essai 2.

Nous avons défini un indice de colmatage en fonction du rapport entre la fraction piégée responsable du colmatage (particules de 1 à 10mm) et la fraction de gravier initial (particules supérieures à 10 mm). Cet indice a été calculé pour des échantillons prélevés sur les 3 premiers essais (Figure V-89). On constate que cet indice est globalement plus élevé à l'aval, pour tous les essais, de façon cohérente avec les mesures de pression dans les graviers indiquant une perte de charge supérieure à l'aval. Il faut cependant remarquer que du gravier 12/20 mm a été utilisé pour les essais 1 et 2 alors que du gravier 20/40 mm l'a été pour l'essai 3. Il faudrait pour cela définir un indice différent pour ce dernier essai.

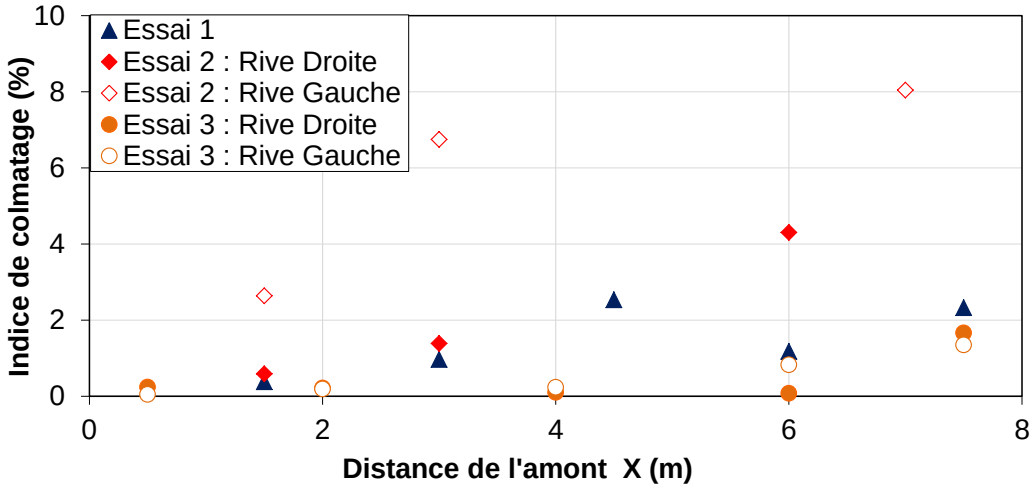


Figure V-89 : Indice de colmatage défini comme le rapport entre la fraction a priori colmatée (1 à 10mm) et la fraction de gravier initial (>10mm).

7.3 Granulométrie du sol érodé et transporté

La granulométrie moyenne du sol érodé et transporté est évaluée après détermination :

- de la masse et de la granulométrie (par tamisage et sédimentation) du sol déposé dans le bac à la sortie du modèle,

- de la concentration (grâce au turbidimètre) et de la granulométrie du sol en suspension dans l'effluent à l'aval (grâce aux mesures du granulomètre laser décrit au §3.4.6).

Il faut alors réaliser une moyenne pondérée de la granulométrie du sol collecté dans le bac et de celle de l'effluent. Les coefficients de pondération sont calculés en divisant par la masse totale, la masse de sol collectée dans le bac et celle estimée dans l'effluent.

De cette manière, la granulométrie du sol transporté lors de l'essai 6 a été calculée et une courbe très similaire à celle du sol initial a été obtenue (Figure V-90). La légère différence observée autour de 20 µm est sans doute liée aux erreurs de mesures. On peut néanmoins remarquer que le sol reconstitué possède une fraction supérieure à 0,315 mm de 2 %, alors que cette même fraction représente 4,8 % du sol de référence. De la même façon, la fraction supérieure à 6,3 mm représente 0,3 % du sol reconstitué, contre 2,7 % de la granulométrie de référence. Cette différence provient de la fraction du sol piégée dans la couche de gravier et responsable du colmatage. La couche de sol grossier écrête donc le sol transporté.

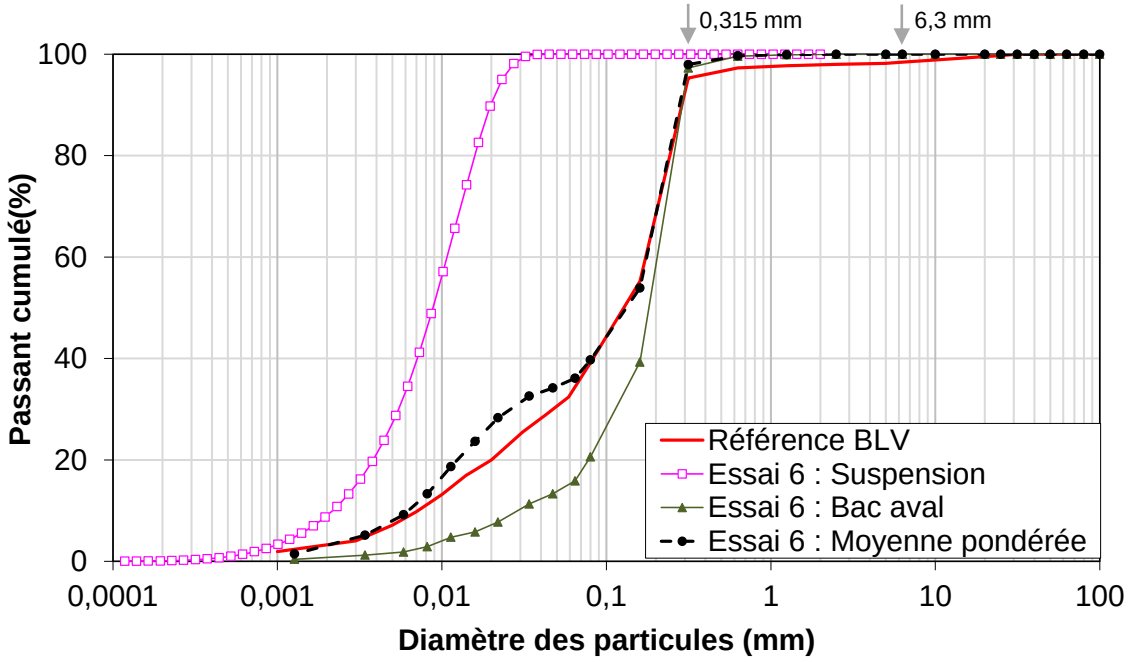


Figure V-90 : Mesures granulométriques du sol collecté dans le bac aval et dans la suspension pour l'essai 6 ainsi que leur moyenne pondérée pour reconstituer le sol sortant du modèle.

7.4 Conclusions

L'EC au sein d'un ouvrage génère des évolutions granulométriques du sol en place liées à la filtration géométrique de la couche de sol grossier. En effet, même si un critère de filtre classique n'est pas respecté entre les deux couches, il existe toujours au sein d'un sol naturel, une fraction suffisamment grossière pour être piégée dans la couche de gravier. Cette fraction peut provoquer un colmatage de la couche de sol grossier qui provoque ensuite, soit une perte de perméabilité, soit un arrêt de l'érosion. Le sol transporté et sortant réellement de l'ouvrage est similaire au sol en place, mis à part un écrêtage par la couche de sol grossier. D'autre part, la granulométrie du sol en place peut aussi être modifiée sur des volumes non négligeables, soit par une érosion sélective, soit par une ségrégation en place dans une zone saturée et déstructurée du sol.

Ces constations amènent plusieurs conclusions utiles d'un point de vue opérationnel. Tout d'abord, la découverte lors d'un sondage dans un ouvrage hydraulique, de zones sableuses au sein du limon peut-être une indication d'un processus d'érosion, passé ou en cours. Ensuite, si la granulométrie des particules fines transportées par des fuites correspond à celle du noyau, mais écrêtée à une certaine valeur d_x, on peut alors suspecter un processus d'EC et identifier la fraction susceptible de provoquer un colmatage par la fraction du sol du noyau supérieure à d_x. Enfin, même dans des cas où le rapport de tailles D_{15}/d_{85} est largement supérieur à 10, une filtration géométrique partielle est envisageable, menant à l'arrêt de l'érosion après le transport d'une certaine quantité de sol. Il reste alors à estimer si cette quantité est acceptable ou non du point de vue de la vulnérabilité de l'ouvrage.

8. Méthodes de détection

Au cours de ces essais, nous avons observé que l'EC pouvait potentiellement conduire à une rupture rapide d'un ouvrage hydraulique. Il est donc fondamental de pouvoir connaître les conditions propices à son développement pour identifier les ouvrages à risques mais aussi pour détecter le plus tôt possible l'apparition de l'EC. Une simple observation visuelle peut parfois permettre de suspecter une EC : apparition de fontis en crête, transport de particules par les fuites de l'ouvrage drainées dans le contre-canal… Néanmoins, d'un côté ces observations visuelles sont forcément espacées dans le temps de plusieurs jours, voire de plusieurs semaines, et d'un autre côté, lorsque ces signes extérieurs apparaissent, il est souvent trop tard pour intervenir. D'autres moyens de détection sont donc utilisés dans la pratique et un certain nombre d'entre eux ont été testés et comparés au cours de ces essais.

8.1 Mesures hydrauliques et transport solide

8.1.1 Pressions interstitielles mesurées dans les graviers

Les mesures de pression interstitielle réalisées (*Cf.* §3.4.4) sont une indication du profil d'écoulement présent dans l'ouvrage. La majorité des ouvrages existants sont d'ailleurs équipés de piézomètres.

Au cours des essais où un renard s'est amorcé, nous avons ainsi pu mesurer une évolution de la ligne de charge dans les graviers. Le conduit étant plus perméable que la couche de gravier, son apparition tend à diminuer localement les pertes de charges. En conséquence, les pressions interstitielles diminuent à l'amont du conduit et augmentent à l'aval (Figure V-74, Figure V-75, Figure V-79). Pour les essais 1 à 3, la forte érosion mène à un colmatage de la couche de gravier à l'aval. Dans ce cas, les pertes de charges ont fortement augmenté à l'aval et entraînent une augmentation des pressions interstitielles dans tout l'ouvrage (Figure V-68).

8.1.2 Pressions interstitielles mesurées dans la couche de limon

Les variations de pression sont mesurées quasiment instantanément par les piquages au sein des graviers, mais elles le sont en revanche avec un certain déphasage par les sondes interstitielles au sein du limon. En effet, la faible perméabilité du limon induit une phase transitoire de mise à l'équilibre des pressions. Ainsi, on a pu remarquer qu'un minimum de 24 h était nécessaire pour atteindre l'équilibre, suite à un changement de palier. De ce fait, les variations de pressions provoquées par la formation du conduit ne sont mesurées que pour les essais 8 et 9, pour lesquels le développement du conduit a été long (Figure V-53). Pour les essais 1 à 3, l'augmentation de pression due au colmatage des graviers est bien visible sur les mesures des sondes de pression interstitielle.

8.1.3 Débit de fuite

Lorsqu'une fuite localisée est identifiée sur un ouvrage, il est parfois possible de la quantifier en la collectant dans un bac à déversement. Le suivi régulier du débit ainsi mesuré permet d'apporter des informations sur l'évolution du phénomène. Lors de nos essais, nous avons effectivement pu observer une augmentation du débit traversant l'ouvrage, lors de la formation du renard. Elle est d'abord très lente et progressive, rendant difficile son identification, avant de s'accélérer nettement lorsque le renard débouche dans la recharge. Pour les essais 1 à 3, l'accroissement de débit est peu marqué et de courte durée car il est rapidement compensé par la perte de perméabilité liée au colmatage des graviers.

8.1.4 Transport de particules

Comme détaillé au §5, des pics de turbidité sont mesurés à chaque changement de palier et suivis d'une décroissance de l'érosion avec le temps. Au contraire, l'amorce de l'érosion intense menant à la rupture génère une augmentation plus ou moins rapide de la turbidité avec le temps. L'identification d'une croissance du transport en particules avec le temps, pour une sollicitation hydraulique constante, est donc un signe de la forte intensification du processus d'érosion.

8.2 Topographie

Le système de photogrammétrie a relevé la topographie de la surface du modèle, avec une précision de l'ordre du centimètre, toutes les 15 minutes durant tout l'essai et toutes les 5 minutes à partir des premiers signes de rupture (*Cf.* §3.4.7).

Pour les essais 1 à 3 avec la géométrie 1, des tassements de l'ordre de 2 à 3 cm ont d'abord été mesurés sur une zone assez étendue. Les fontis sont ensuite apparus à la surface plusieurs heures après le déclenchement de l'érosion intense (Figure V-29, Figure V-30 et Figure V-58). Pour les essais 4 à 9 avec la géométrie 2, quelques tassements ponctuels de l'ordre de 2 à 3 cm ont été mesurés en pied de digue avant le déclenchement de l'érosion intense (Figure V-58). Ces tassements sont vraisemblablement liés à une érosion régressive s'arrêtant ensuite. Lors de la formation du conduit et de sa progression, aucun tassement n'est noté en surface. Pour les essais 4, 8 et 9, un tassement de quelques centimètres est observé en pied de digue, quelques minutes avant l'apparition du premier suintement. Le conduit est sans doute à ce moment, très proche de la recharge. Enfin, plusieurs dizaines de minutes après que le renard ait débouché, des tassements sont remarqués en crête de l'ouvrage, à proximité du mur amont.

Le suivi de la topographie ne semble pas dans nos essais, un moyen satisfaisant pour détecter l'initiation de l'EC dans l'ouvrage. Néanmoins, cette conclusion, limitée à notre configuration et notre protocole d'essai, ne peut être extrapolée à des ouvrages réels qui sont eux sollicités sur des durées beaucoup plus longues.

8.3 Fibre optique

Lors des essais 5 à 9, une fibre optique a été installée au sein du limon, à 20 cm au-dessus de l'interface (*Cf.* §3.4.8). Ce type d'implantation n'est évidemment pas envisageable sur un ouvrage existant car cela nécessiterait d'excaver une partie du noyau, d'où des risques importants de glissements et d'érosion interne. Néanmoins, il est possible d'installer une fibre optique soit au moment de la construction d'un ouvrage neuf, soit pour un ouvrage existant, au cours d'une réparation ou en pied de digue à faible profondeur, de manière à ne pas menacer son intégrité.

Lors de nos essais, une mesure automatique de la température de la fibre était réalisée toutes les 2 minutes, avec une résolution de 25 cm. La mesure de déformation était lancée manuellement à des intervalles de 10 minutes à 1 heure suivant le développement de l'érosion, avec une résolution de 20 µm.

8.3.1 Mesures de température

Les mesures de température sont utilisées au sein d'ouvrages pour identifier et localiser les fuites (Tyler, et al., 2009). En effet, mis à part quelques cas particuliers, la température de l'eau de la retenue est différente de la température de l'air, de celle de l'eau dans l'ouvrage non saturé ou encore de celle de l'eau de la nappe. Une fuite de l'eau de la retenue à travers l'ouvrage, va ainsi avoir une certaine signature thermique qu'il est possible de détecter.

Lors de nos essais, la situation est un peu particulière puisque l'on provoque, de façon continue, une fuite importante à travers la couche de graviers. L'écoulement est relativement rapide (~ 1 cm/s) et tend à uniformiser la température au sein de la couche de graviers. Ainsi, nos mesures de température dans le réservoir amont et dans le réservoir aval ne diffèrent au maximum que de 0,1 °C, ce qui est de l'ordre de grandeur de la précision de mesure de la fibre. Dans cette situation, l'intérêt de la fibre n'est pas de détecter une fuite, car celle-ci est présente en continu, mais de détecter la signature thermique d'une modification de l'écoulement au sein du limon, consécutive à la formation du renard. En effet, l'apparition du conduit influence le débit et les pressions mesurées et modifie par conséquent l'écoulement au sein du limon. D'autre part, la fibre localisée à 20 cm au-dessus de la couche de gravier, peut être amenée à traverser un conduit d'érosion. Dans ce cas extrême, la fibre est en contact direct avec l'écoulement de la couche de graviers, ce qui peut, malgré les faibles écarts de température, provoquer une signature thermique limitée mais décelable.

Les mesures de température ont été traitées par le bureau d'études Géophyconsult. Le résultat obtenu est un champ horizontal de température à l'altitude de chaque nappe de fibre. Pour obtenir ce champ 2D, la température a été interpolée entre les différentes lignes transversales de fibre optique. Les résultats pour l'essai 6, à quatre instants différents, ont été représentés sur la Figure V-91. Au début de l'essai (T = 0,6 h), on peut noter que la

température au centre du modèle est plus froide que sur les bords, et que la température mesurée par la deuxième nappe est plus élevée que celle de la première. Lorsque l'on augmente la charge amont, le limon se sature progressivement. L'eau provient directement du puits de pompage et possède durant l'essai une température constante de 14,9 °C. La saturation provoque donc une augmentation générale de la température mesurée (T = 11 h). On peut noter que la température augmente plus à l'amont car le limon est saturé plus rapidement à cet endroit grâce à la colonne verticale de gravier. Au dernier palier (T = 30,3 h), on peut noter une température relativement homogène, avec néanmoins une zone plus froide à l'aval rive gauche, liée éventuellement à une zone moins bien saturée. Lorsque le conduit est formé et débouche dans la recharge (T = 33,7 h), on remarque l'apparition d'une zone légèrement plus chaude à l'amont (0,3 à 0,5 °C d'écart). Cette zone correspond à la localisation du renard identifié au démontage. Celui-ci a donc eu une signature thermique, faible par rapport aux variations de températures liées à la saturation, mais identifiable sur ces données. La signature n'est néanmoins pas suffisamment nette pour pouvoir être utilisée comme base de détection.

Sur les données de l'essai 8 (Figure V-92), on observe un refroidissement progressif du modèle suite à la saturation en eau du puits à 15°C. A partir de 111 h, on devine la propagation d'une zone plus froide à l'amont de la nappe 1. Celle-ci devient plus nette à T = 113,2 h puis évidente à T = 113,9 h lorsque le conduit d'érosion a débouché dans la recharge. De façon similaire à l'essai 6, on détecte ici la propagation du conduit par une baisse de quelques dixièmes de degré de la température. Pour cet essai, la nappe n°2 correspond au Géodetect mis en place sous la recharge (Figure V-40). On peut noter l'existence d'un gradient de température entre le haut et le bas du Géodetect, ainsi que l'apparition d'une zone plus froide en bas rive gauche (T = 95,9 h). Cette signature, correspondant à la température de l'eau du puits, est probablement liée à un suintement sur le parement à travers le géotextile. Au même endroit est d'ailleurs remarquée une déformation dans la nappe 1 (Figure V-94) avant que le conduit d'érosion ne débouche.

Plusieurs méthodes ont été développées pour pouvoir mettre en évidence une variation locale de température non expliquée, par un changement global telle que la saturation du limon. Une faible signature thermique, comme celle identifiée dans les essais 6 et 8, peut ainsi devenir très marquée. Une de ces méthodes, la méthode AJOUT (Khan, 2010), a été utilisée sur nos données de température. Elle permet d'obtenir un indice de dissemblance le long de la fibre optique à partir d'une série de mesures sur 24 h. L'essai 6 n'a duré que 2 jours ce qui est donc peu pour utiliser la méthode, et on ne constate en effet aucune anomalie au moment de la rupture. Par contre, pour l'essai 8, on retrouve ainsi une signature marquée sur l'ensemble des lignes (Figure V-93). Le tracé décrit par ces signatures correspond à celui identifié sur les données brutes, et à celui du renard localisé au démontage.

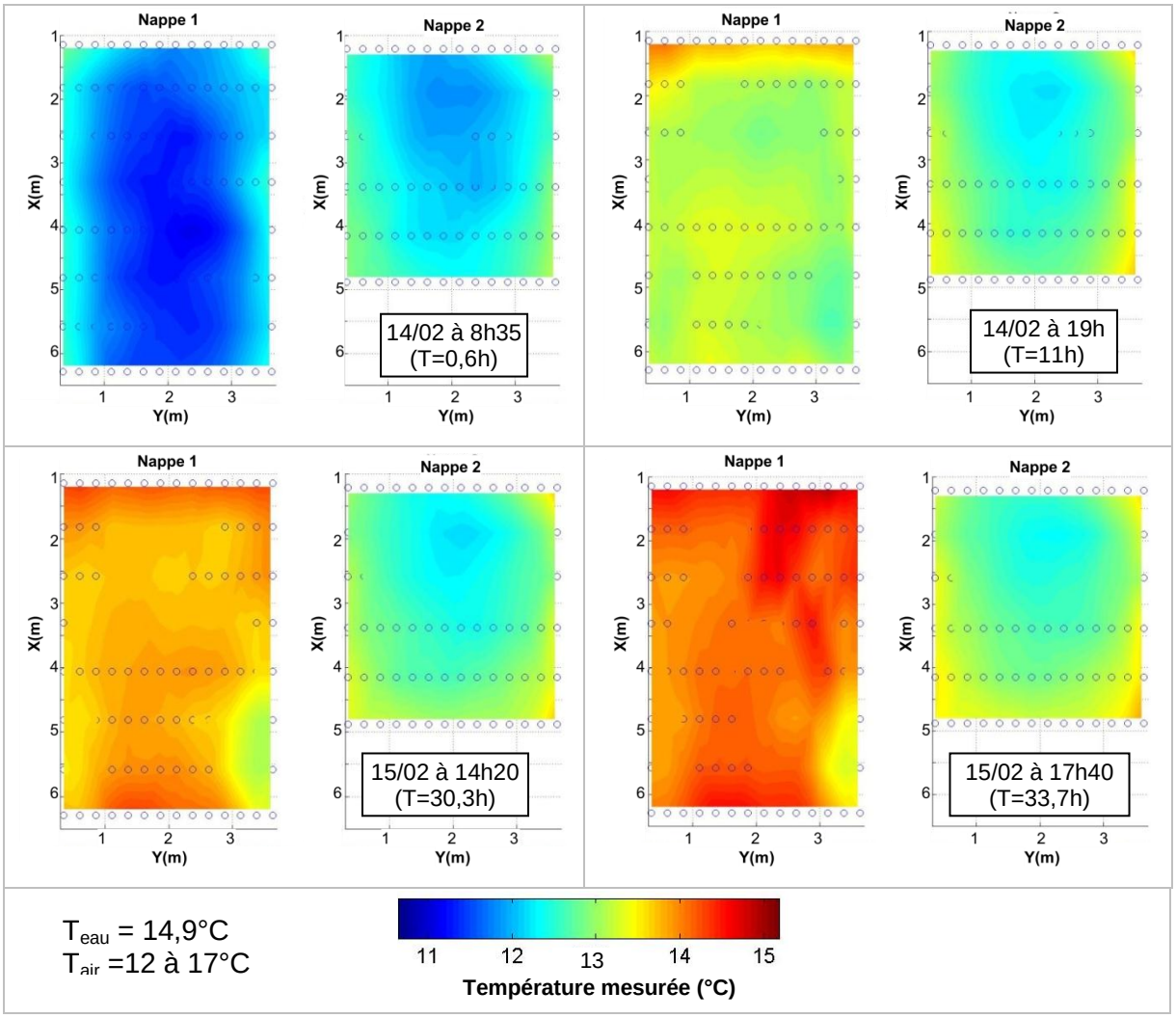


Figure V-91 : Mesures de températures réalisées grâce à la fibre optique lors de l'essai 6.

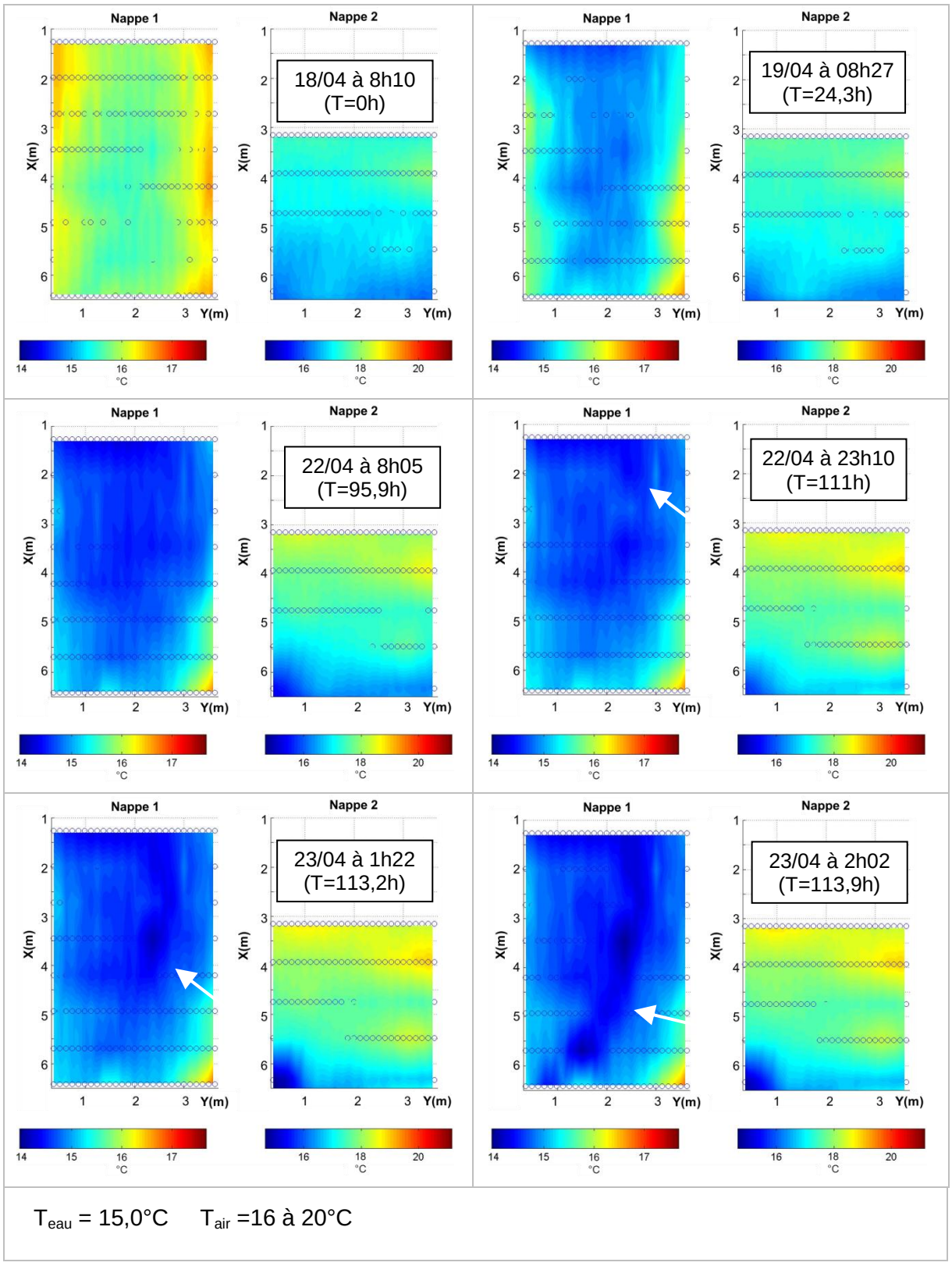


Figure V-92 : Mesures de températures réalisées grâce à la fibre optique lors de l'essai 8.

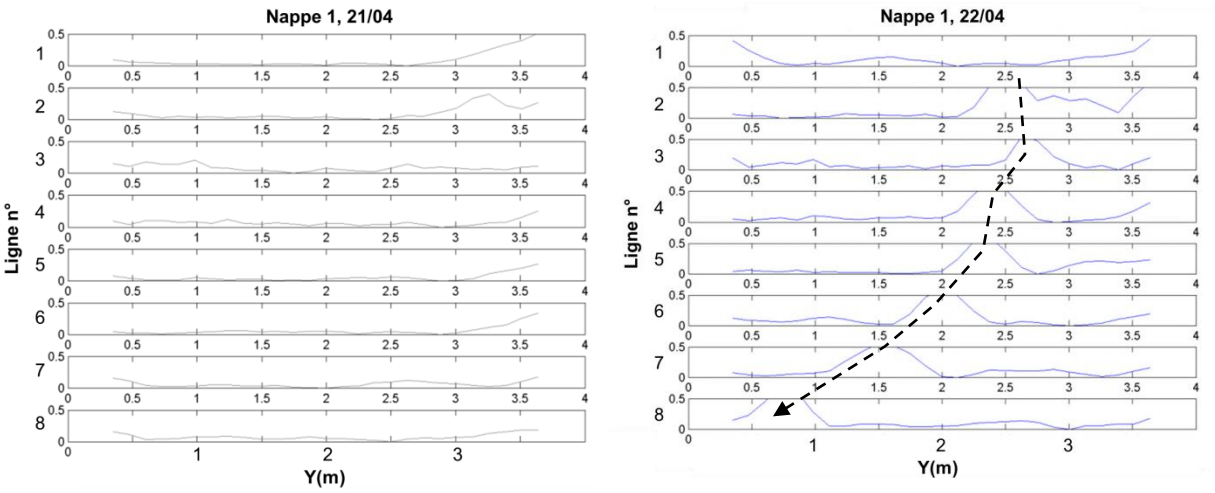


Figure V-93 : Résultats de la méthode de traitement AJOUT appliquée aux données de température de l'essai 8

8.3.2 Mesures de déformation

Les mesures de déformation réalisées durant l'essai 8 sont présentées ci-dessous sur la Figure V-94. Par ailleurs, celles des essais 5, 6 et 8 l'ont été précédemment sur les Figure V-55, Figure V-60 et Figure V-57. L'ensemble de ces mesures est aussi disponible au sein de l'Annexe 4. On constate que des tassements de faible ampleur (~10 à 30 µm/m) sont notés dès le début des essais. Ces tassements sont en partie liés au tassement global du limon sous son propre poids ainsi qu'à la saturation en eau progressive du limon source de variations de densité. Comme détaillé au §3.4.8, ces mesures de déformation peuvent aussi être causées par des variations de température du sol.

Ensuite, des tassements ponctuels d'intensité plus forte (50 à 100 µm/m) sont mesurés. Ceux-ci sont parfois composés d'une zone où la fibre est en compression (négative) entourée par deux zones en traction (positive). Sur des mesures de déformation par fibre optique, ce schéma est typique de la signature d'un affaissement local au sein d'un massif de sol.

Pour l'essai 5, une zone en forte traction est identifiée sur la ligne de fibre optique la plus à l'aval. Cette traction est liée à l'érosion régressive de la pointe de l'ouvrage, identifiée au démontage. On retrouve une mesure similaire pour l'essai 9 mais accompagnée d'une zone de compression un peu plus à l'amont. Pour les essais 6, 8 et 9, pour lesquels un renard s'est propagé, on voit l'apparition d'un affaissement local entre la première et la deuxième ligne de fibre en partant de l'amont (X = 1 à 2 m). Pour l'essai 6, cet affaissement progresse ensuite vers l'aval, en gardant cette signature d'une zone en compression associée à deux zones en traction. Chaque ligne de fibre optique est impactée l'une après l'autre, jusqu'à ce que le renard débouche. Le tracé identifié par ces mesures est cohérent avec la localisation du renard repéré au démontage. Ces tassements sont majoritairement supérieurs à 200 µm/m et

deviennent même erratiques à partir du moment où la fibre traverse le conduit (> 1000 µm/m et mesure très irrégulière). Pour l'essai 8, la dernière mesure a été réalisée 2 h avant la rupture. En effet, les acquisitions de déformation doivent malheureusement être déclenchées manuellement et personne n'était présent à ce moment-là. Pour l'essai 9, les mesures réalisées à la fin de l'essai sont inutilisables. On suppose que la fibre était fortement sollicitée à un endroit dans le modèle, ce qui a fortement dégradé la qualité du signal, rendant impossible la mesure de déformation.

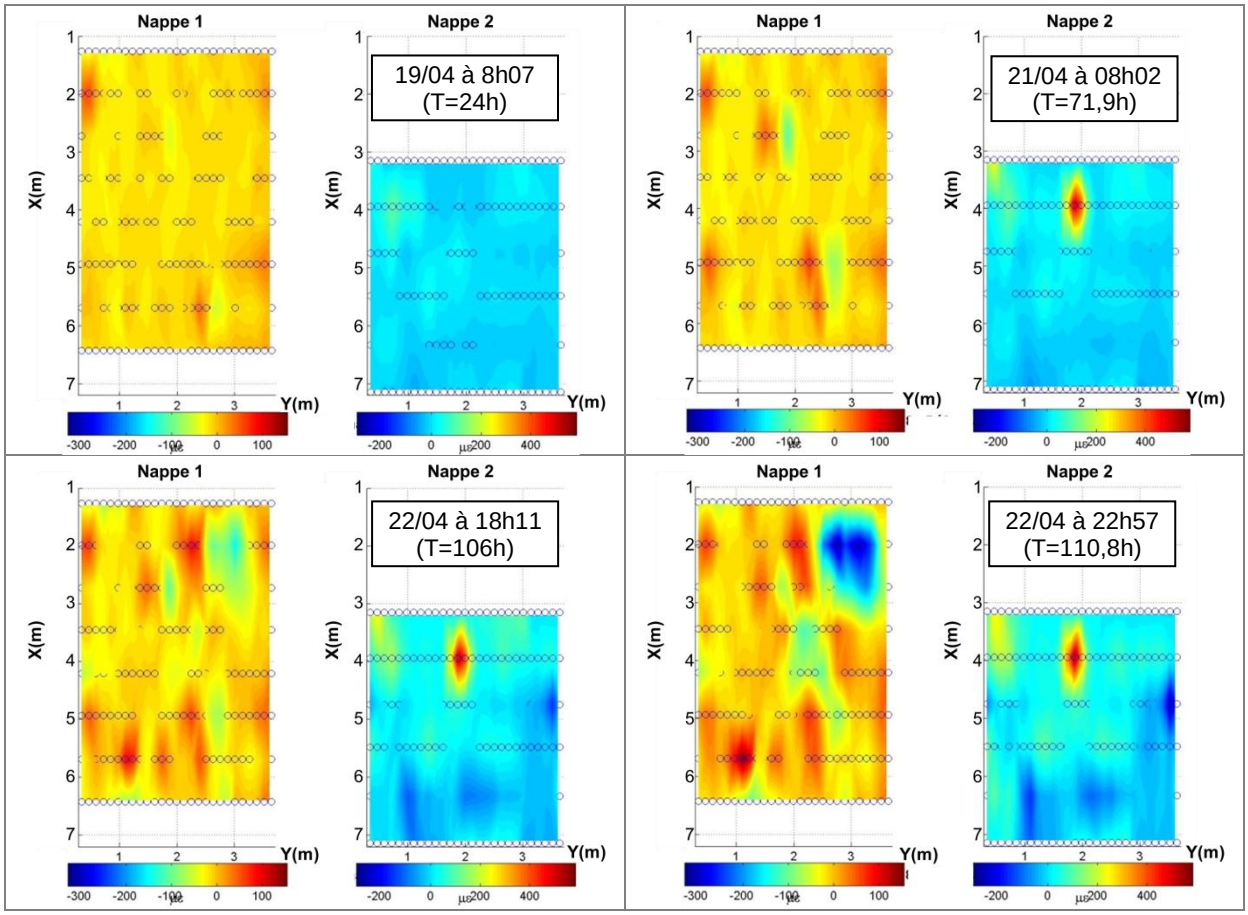


Figure V-94 : Mesures de déformation par fibre optique au cours de l'essai 8 (l'unité est le µm/m de variation de longueur de la fibre).

Les mesures de déformation permettent donc une détection et une localisation précise du développement du conduit d'érosion pour les essais 6, 8 et 9 ainsi que la zone d'érosion régressive pour l'essai 5. Elles permettent même d'identifier des affaissements ponctuels avant l'amorce de la rupture.

8.4 Résistivité électrique

Les mesures de résistivité électrique, présentées au §3.4.9, ont été menées sur les essais 6 à 9. Le résultat brut obtenu est une carte du potentiel électrique à la surface du modèle lors de l'injection du courant. Si la résistivité d'une zone de l'ouvrage change, la répartition des lignes de courant dans l'ouvrage est modifiée, ce qui influe sur les mesures de potentiel en surface. La progression d'un renard se traduit a priori, par l'apparition et le développement d'une zone plus conductrice. En effet, une zone remplie d'eau (le renard) possède une résistivité plus faible qu'une zone de limon humide. D'autre part, la présence du renard modifie la saturation du sol aux alentours, augmentant la résistivité du milieu.

Lors des essais, les potentiels électriques à la surface ont été mesurés d'abord pour une injection de courant en surface, au point E1, puis pour une injection en profondeur, au point E32 (Figure V-95). Les résultats présentés ici ne concernent que l'injection en E1. Les cartes de potentiel en surface ont permis d'observer très clairement les variations de teneur en eau du limon. Ainsi, l'augmentation de la charge amont lors d'un changement de palier engendre une élévation de la zone saturée du limon qui se traduit par une nette diminution du potentiel électrique mesuré à l'amont. En effet, la saturation du limon diminue sa résistivité. Les lignes de courant se concentrent dans cette zone, ce qui, par compensation, diminue le courant transitant par les électrodes à la surface et donc le potentiel mesuré. Cette signature a été observée sur tous les essais (Figure V-96).

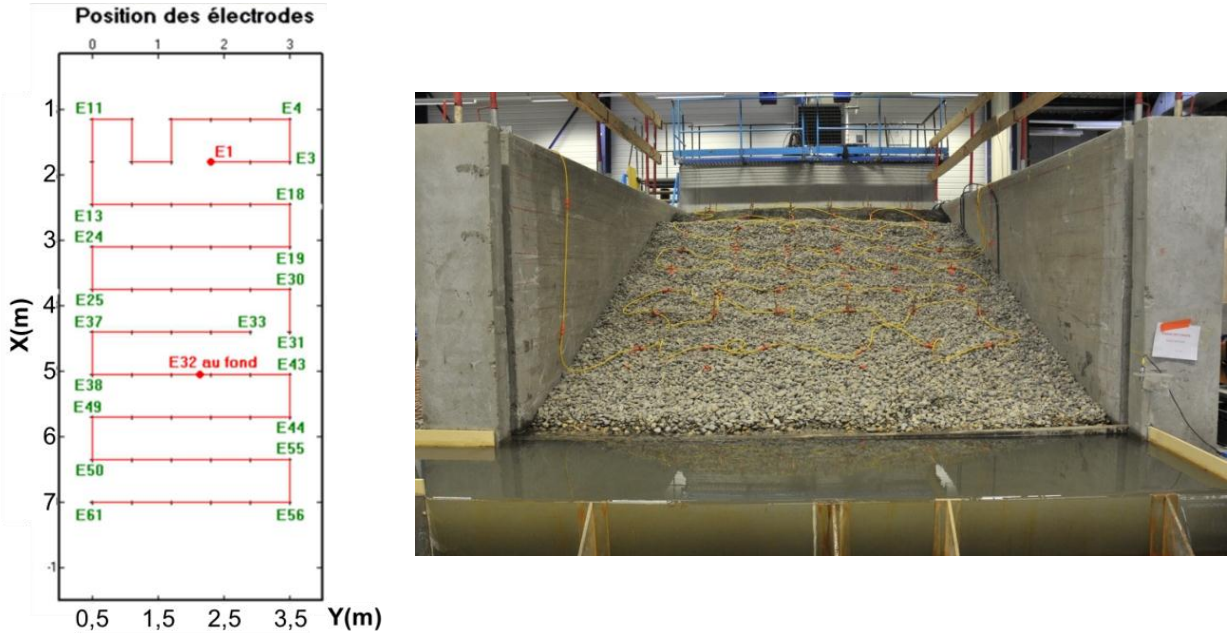


Figure V-95 : Position des électrodes.

Lors du dernier palier des essais 6, 8 et 9, un renard s'est amorcé et a progressé jusqu'à devenir traversant. En étudiant les mesures réalisées suite au dernier changement de palier de l'essai 8, on remarque que la diminution du potentiel provoquée par la saturation est légèrement déformée vers l'aval (Figure V-97). On note aussi l'apparition d'une zone où le potentiel augmente à l'aval, ce qui peut indiquer la présence d'un conducteur concentrant les lignes de courant à cet endroit (autour de 103 h). Des simulations théoriques numériques réalisées par EDG ont en effet montré, que l'apparition d'un conducteur en profondeur induit une augmentation des potentiels à son extrémité aval par rapport au point d'injection du courant et une diminution des potentiels à son extrémité amont.

Il est ainsi possible que les variations de potentiel observées à ce moment-là soient la combinaison des effets de la saturation et de ceux de l'apparition du renard en profondeur. Mais les effets de la saturation sont nettement plus prononcés et rendent difficile l'interprétation. A la fin de l'essai (à partir de 112 h sur la Figure V-97), on observe une très forte augmentation des potentiels. A cet instant, le renard est traversant et la charge à l'amont diminue fortement. Il y a donc une désaturation du limon et une augmentation logique des potentiels en surface selon le principe inverse de la saturation.

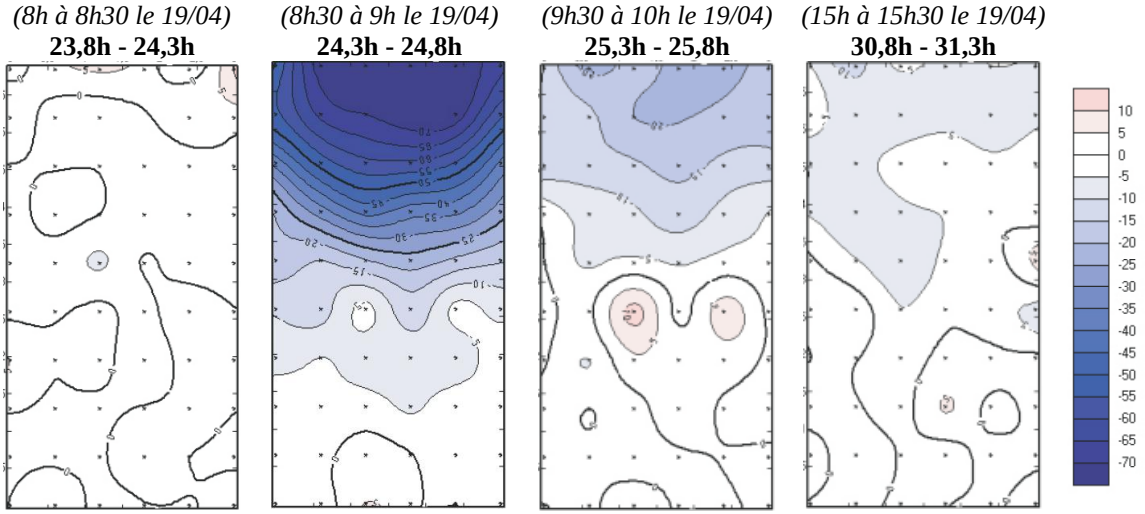


Figure V-96 : Variation du potentiel mesuré en surface lors du passage du palier 1 (charge amont = 0,5m) au palier 2 (charge amont = 0,75m) de l'essai 8. Echelle de couleur en millivolts de variation pour 1 ampère injecté.

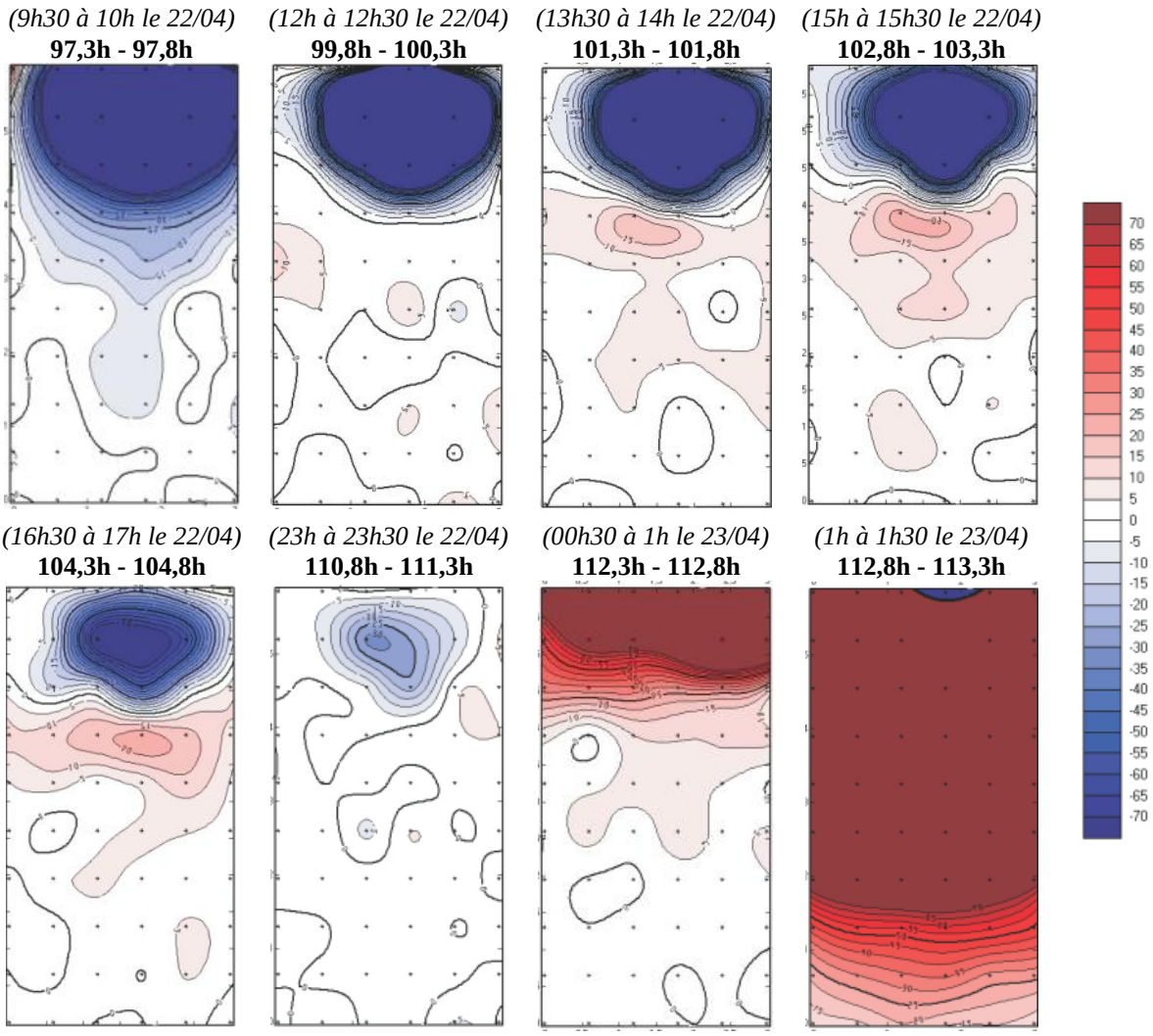


Figure V-97 : Variations du potentiel mesuré en surface lors du passage du palier 4 (charge amont = 1,5m) au palier 5 (charge amont = 2m) au cours de l'essai 8. Echelle de couleur en millivolts de variation pour 1 ampère injecté.

8.5 Pénétromètre dynamique

Le pénétromètre dynamique est un moyen simple, rapide et économique de reconnaissance des sols in-situ. Il consiste à enfoncer un train de tige, muni d'une pointe à l'intérieur d'un massif de sol. La résistance dynamique à l'enfoncement est alors mesurée en fonction de la profondeur. Le profil de résistance obtenu permet de vérifier la qualité et l'homogénéité d'un compactage, ou encore d'identifier des zones homogènes et des hétérogénéités au sein d'un ouvrage. Des mesures au pénétromètre dynamique léger PANDA (Norme XP P 94-105) ont ainsi été réalisées à la fin de chaque essai avec pour objectif de tester la capacité de cet outil à reconnaître les zones de sols altérées par l'érosion interne. Les résultats obtenus peuvent aider à l'interprétation des mesures relevées sur des ouvrages, pour lesquels on suspecte une érosion interne.

Une vingtaine de mesures a ainsi été effectuée à la fin de chaque essai (Figure V-98-a). Les résultats du sondage n°1 de l'essai 8 ont été représentés sur la Figure V-98-b. On observe une résistance dynamique de pointe du limon comprise entre 1 et 4 MPa, avec des fluctuations qui semblent liées aux couches de compactage (~ 20 cm). On remarque ainsi que la résistance est plus élevée au sommet d'une couche qu'à sa base. Ces irrégularités de compactage peuvent être responsables d'une certaine stratification du sol en place, avec des zones de faiblesse aux frontières entre couches. D'autre part, on identifie la couche de gravier localisée à Z = 20 cm par une très forte augmentation de la résistance de pointe.

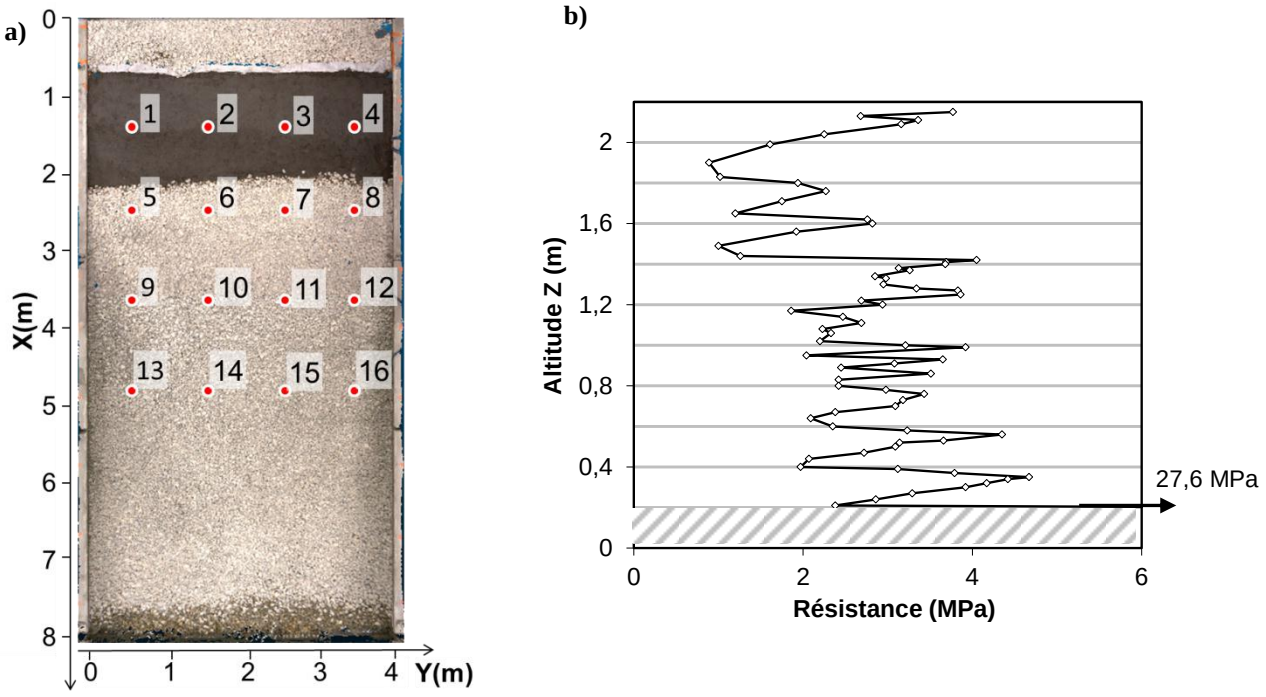


Figure V-98 : a) Implantation des mesures au pénétromètre PANDA pour l'essai 8. b) Exemple d'un résultat de mesure pour le sondage n°1 (limites des couches de compactage représentées en gris et couche de gravier en hachuré).

Si on regarde ensuite l'ensemble des mesures pour l'essai 8 (Figure V-99), on remarque une forte dispersion des résultats entre 1 et 8 MPa. Certaines valeurs sont très supérieures et correspondent, vraisemblablement, à des éléments grossiers qui bloquent la pointe. On peut aussi identifier une résistance relativement homogène sur toute la hauteur de l'ouvrage. Le renard est correctement repéré sur les sondages n°3 et 14 par des résistances très faibles (0-0,5 MPa) en partie basse. De façon générale pour tous les essais, les sondages à l'aplomb du renard ont identifié une zone de résistance nulle (tige qui descend toute seule) ou très faible.

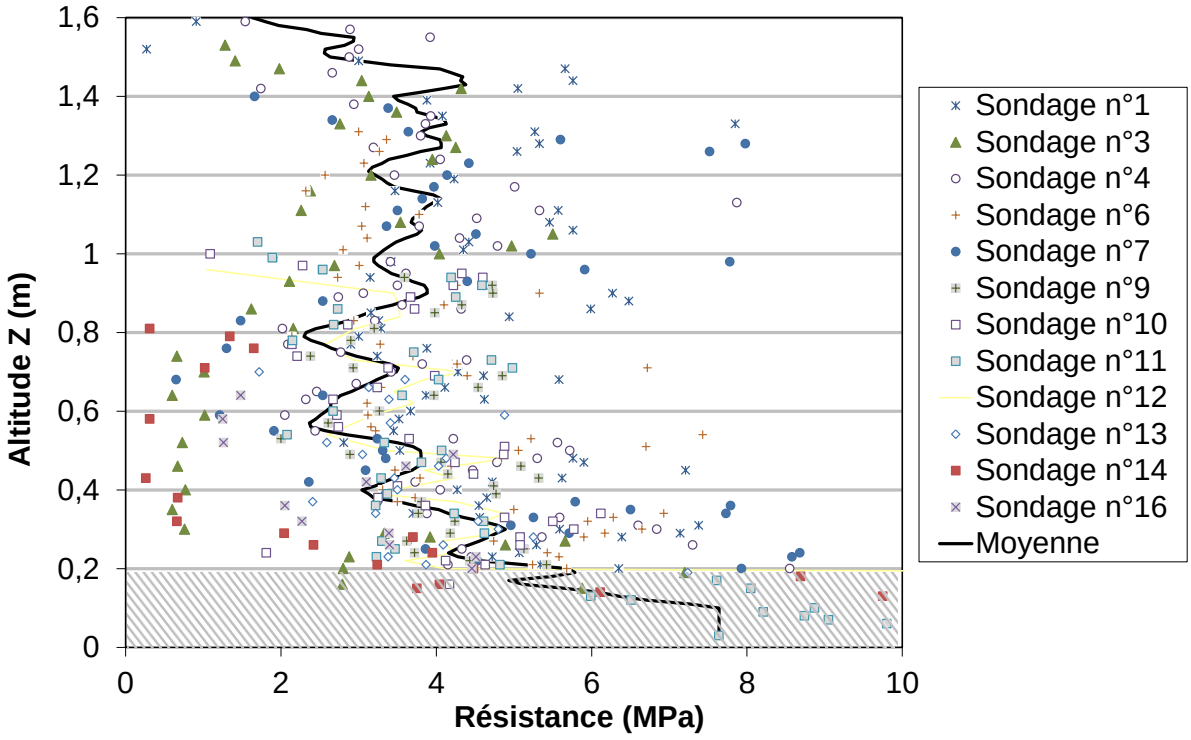


Figure V-99 : Résultats d'une sélection des sondages au pénétromètre PANDA à la fin de l'essai 8. (Couches de compactage représentées en gris et couche de gravier en hachuré).

Sur les bases de ces sondages, des champs de résistance par couches ont pu être calculés en interpolant la résistance mesurée dans les différents sondages (Figure V-100). On peut ainsi remarquer pour l'essai 6, sur le champ de résistance calculé de la première couche, que la résistance est nettement plus faible dans la zone du renard.

Lors des essais 1, 2 et 3, les sondages réalisés dans les zones des fontis et à l'aplomb des lentilles sableuses ont également révélé des résistances très faibles (Figure V-101). D'autre part, on note sur les champs de résistance de la première couche de sol une zone de plus faible résistance, de forme allongée, similaire à celle observée pour l'essai 6. Cette zone pourrait correspondre à l'emplacement où un renard s'est développé au cours de l'essai, avant de s'effondrer et d'empêcher ainsi son observation au démontage.

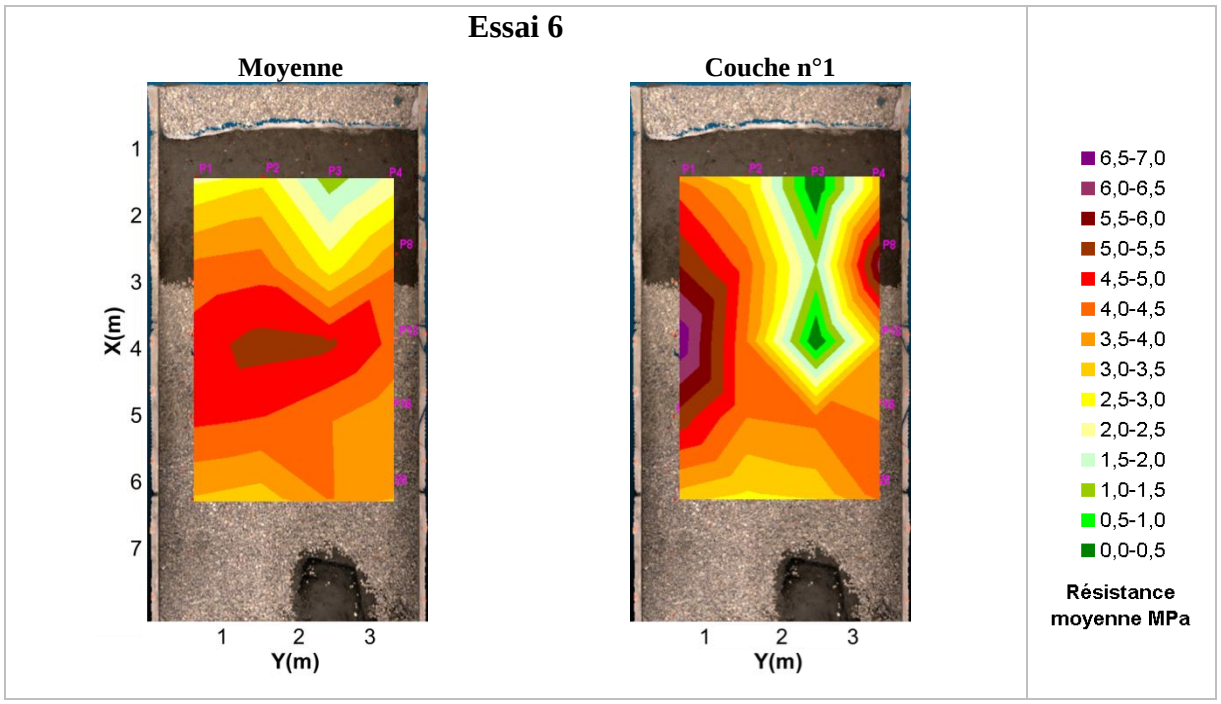


Figure V-100 : Répartition spatiale de la résistance de pointe des sondages au pénétromètre pour l'essai 6 sur l'ensemble de l'épaisseur du limon ou uniquement sur la première couche (Z = 0,2 m à 0,4 m).

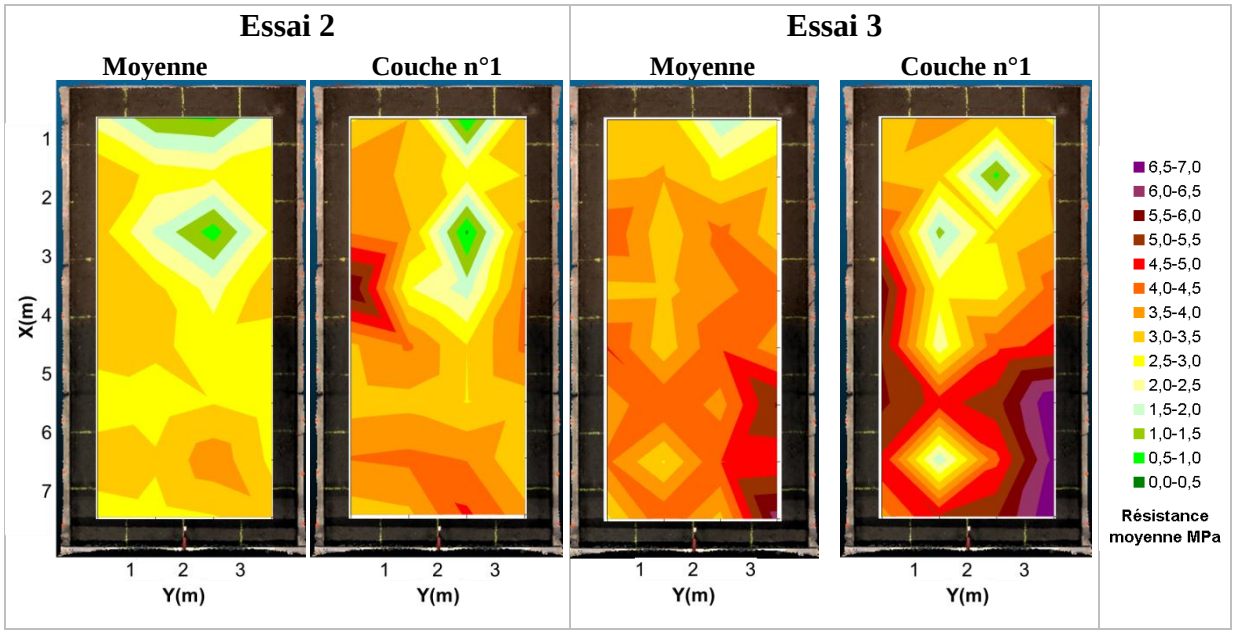


Figure V-101 : Répartition spatiale de la résistance de pointe des sondages au pénétromètre pour les essais 2 et 3 sur l'ensemble de l'épaisseur du limon ou uniquement sur la première couche (Z = 0,2 m à 0,4 m).

Ces mesures permettent aussi de comparer la qualité du compactage et la résistance globale du sol des différents essais (Figure V-102-a). Les profils verticaux moyens sont similaires entre eux, avec des fluctuations liées aux couches de compactage. On observe d'autre part, une tendance générale à l'augmentation de la résistance avec la profondeur, sans doute liée au frottement de la tige sur le sol. En effet, ce frottement n'a pas été pris en compte

dans le calcul et augmente avec la profondeur au fur et à mesure que la surface de la tige en contact avec le sol augmente. Si l'on compare les valeurs moyennes (Figure V-102-b), l'essai 1 se démarque logiquement des autres, car cet essai (et uniquement celui-ci) a été réalisé avec des pointes « perdues », qui limitent le frottement latéral sur la tige. Les essais 3, 4, 5, 6 et 8 présentent des résistances remarquablement similaires. Les essais 2 et 9 ont par contre des résistances légèrement plus faibles. On note une résistance plus élevée pour la couche n°1 de l'essai 5, essai pour lequel aucun renard ne s'est propagé.

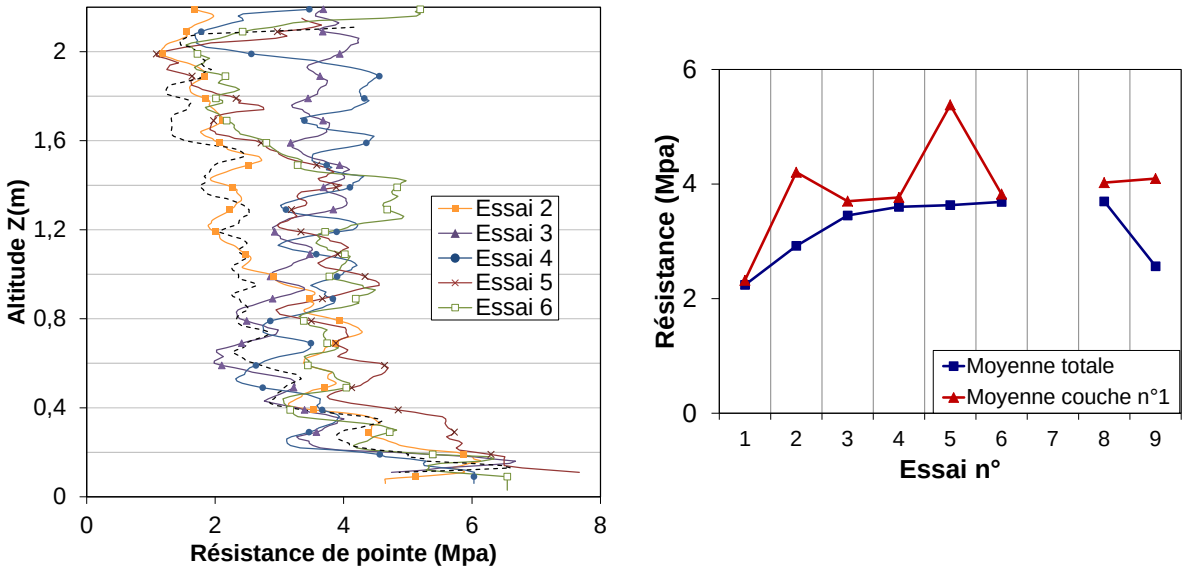


Figure V-102 : a) Profil moyen de résistance b) Moyenne de la résistance mesurée pour chaque essai.

8.6 Comparaison des différentes méthodes

Après avoir décrit les différents moyens de détection utilisés et les résultats obtenus, nous allons maintenant comparer leurs efficacités respectives. Cette comparaison s'applique pour la configuration de notre essai et n'est pas forcément valable pour des ouvrages réels.

Deux seuils de détection ont été définis. Un premier seuil correspond à l'identification d'une variation anormale d'une mesure, même de faible ampleur. Ce premier seuil ne peut être identifié qu'après la fin de l'essai, lorsque l'on connaît le moment et l'endroit où le renard est apparu. Ce seuil ne peut pas servir d'alarme car il est dépassé à d'autres moments de l'essai, sans pour autant correspondre à la formation d'un renard. C'est néanmoins le moment où le premier signe d'initiation du processus est mesuré. Pour utiliser ce signe en tant qu'alarme, il serait nécessaire d'affiner la description du seuil, par exemple par un traitement du signal adéquat.

Un deuxième seuil est ensuite identifié, il correspond à la détection sans ambiguïté du développement d'un conduit d'érosion. Ce seuil n'est jamais dépassé durant le reste de l'essai et peut donc servir d'alarme dans notre configuration (Tableau V-5).

	Premier seuil	Deuxième seuil
Pression interstitielle dans les graviers	Variation de 5 cm de la pression mesurée dans un piquage	Variation supérieure à 20 cm de la pression dans un piquage
Pression interstitielle dans les limons	Inflexion de la variation de la pression avec le temps	Variation brutale de pression (>20cm)
Débit de fuite	Variation supérieure à 0,3 ℓ/s	Augmentation supérieure à 1 ℓ/s
Turbidité	Augmentation progressive supérieure à 30 NTU	Augmentation brutale supérieure à 100 NTU
Topographie	Tassement supérieur à 2 cm	Tassement supérieur à 10 cm
Température fibre optique	Variation de température supérieure à 0,2 °C localement	Indice supérieur à 2 par la méthode AJOUT
Déformation fibre optique	Déformation supérieure à 30 µm/m et évolutive[6] dans le temps	Déformation supérieure à 100 µm/m évolutive[6] dans le temps
Résistivité	Apparition d'un dipôle de variation de potentiel	Variation globale du potentiel mesuré suite à la désaturation du limon

Tableau V-5 : Seuils de détection de l'initiation et de la propagation d'un conduit.

Pour les essais 4, 6, 8 et 9, pour lesquels un renard s'est amorcé et a débouché dans la recharge, les intervalles de temps entre chaque seuil et l'observation visuelle du renard dans la recharge ont été calculés et répertoriés dans le Tableau V-6.

On constate tout d'abord que le processus menant à la rupture a mis beaucoup plus de temps à se développer pour les essais 8 et 9 (avec confortement) que pour les essais 4 et 6. Les premiers signes d'un phénomène en cours, caractérisés par le premier seuil, sont détectés par les mesures de topographie pour les essais 4, 8 et 9 (4 à 30 h avant). Cependant, ces mesures de topographie indiquent des tassements de quelques centimètres en pied de digue, attribués à un phénomène d'érosion régressive de la pointe de limon. Ceux-ci ne conditionnent pas forcément l'apparition d'un conduit d'érosion (*Cf.* essai 5). En omettant les résultats de la topographie, les mesures de déformation par fibre optique donnent les premières indications du développement du conduit pour les essais 6 et 9 (3 à 20 h avant). Viennent ensuite les mesures de résistivité (1 h 30 à 20 h) puis l'augmentation de la turbidité (1 à 8h avant), avant celle du débit (1 à 8 h avant), et enfin les variations de pression dans les limons et dans les graviers (de l'ordre de 1 h). Pour l'essai 8, le seuil donné par la fibre optique arrive juste après celui lié aux mesures de résistivité.

En termes de détection non ambiguë de la proximité d'une rupture, qui caractérise le deuxième seuil, on retrouve les mesures de déformation par fibre optique en premier (1 à 6h avant), suivies de l'augmentation de turbidité (30 min à 1h20) puis du débit (30min à 1h) et enfin des pressions et de la résistivité (5 à 30 min).

Les mesures de déformation par fibre optique semblent par conséquent les plus aptes à détecter l'amorce du processus d'érosion. Dans notre configuration, la fibre optique possède

[6] Variation significative (supérieure à 10µm/m) entre deux mesures espacées d'une heure

l'avantage d'être localisée très près de la zone d'initiation de l'érosion. Parmi les mesures possibles depuis l'extérieur de l'ouvrage, celles de résistivité fournissent une information relativement précoce mais avec une signature peu marquée. Ensuite, les variations de turbidité et du débit de fuite apportent une indication plus nette, mais qui anticipe peu la rupture finale.

On peut aussi ajouter que lorsque plusieurs capteurs détectent des signatures faibles (1er seuil), une procédure de corrélation et confirmation entre les différentes mesures peut être envisagée, pour déclencher une alarme, sans pour autant qu'un capteur unique ne détecte de signature forte.

Seuil	Essai 4		Essai 6		Essai 8		Essai 9	
	1er	2ème	1er	2ème	1er	2ème	1er	2ème
Pression interstitielle dans les graviers	1 h	5 min	50 min	20 min	Pb Mesure		50 min	25 min
Pression interstitielle dans les limons	0 h	30 min après	Non détecté		5 h	50 min	11 h	30 min
Débit de fuite	1 h 20 min	1 h	1 h	50 min	7 h 50 min	30 min	2 h 40	30 min
Turbidité	1 h 50 min	1 h 20 min	1 h 10 min	1 h	8 h	35 min	4 h 40	30min
Topographie	3 h 50 min	0 h	Non détecté		18 h	0 h	28 h 50	1 min
Température fibre optique	Non installé		1 h 30 min	Non Détecté	2 h 30 min	AJOUT (Jour)	Données non traitées	
Déformation fibre optique	Non installé		3 h 35	3 h	10 h 30 min	6 h 10 min	22 h	1 h 15 min
Résistivité	Non installé		1 h 30 min	30 min	11 h	15 min	20 h	0 h

Tableau V-6 : Intervalles de temps entre la détection et l'observation visuelle.

9. Conclusions

9.1 Bilan des essais

Le dispositif expérimental mis en place a permis de réaliser des essais d'EC à une échelle proche de celle de l'ouvrage (volume de sol de 60 m^3). A notre connaissance, ce sont les premiers essais d'EC menés à cette échelle. Au total, 9 essais ont été réalisés : 3 avec une forme similaire aux essais à l'échelle de l'échantillon et 6 avec la forme classique de talus d'un ouvrage hydraulique en terre. L'instrumentation utilisée a permis le suivi détaillé du comportement hydraulique et mécanique de l'ouvrage, ainsi que le suivi indirect du processus d'érosion.

Sur ces 9 essais, 8 ont été réalisés avec un limon sablo-limoneux, le limon de BLV, et 1 avec le limon d'Ampuis, pour lequel aucune érosion n'a pu être générée. Les granulométries de ces deux limons sont proches, mais diffèrent pour la fraction argileuse, plus conséquente pour le limon d'Ampuis, ce qui lui procure plus de cohésion et explique sans soute sa résistance plus élevée à l'érosion. Lors des essais avec le limon de BLV, le processus d'érosion observé a pu être décomposé en 4 phases successives. Tout d'abord, une première phase d'érosion transitoire, qui produit un pic de turbidité, suivi d'une décroissance approximativement exponentielle du transport solide avec le temps, menant visiblement, à un arrêt de l'érosion. Cette phase avait aussi été identifiée à l'échelle de l'échantillon et une modélisation en a été proposée au Chapitre IV. La seconde phase est intermédiaire : des conséquences de l'érosion y sont identifiées (déformations au sein du limon, tassements ponctuels en surface) mais la tendance globale reste à une décroissance du transport solide avec le temps. Le comportement hydraulique de l'ouvrage n'est pas modifié, et celui-ci paraît stable au moins à court terme. La troisième phase qui est instable, s'amorce ensuite et semble a priori, liée à l'apparition d'une cavité au-dessus de l'interface, drainant une part importante de l'écoulement. Cette intensification de l'écoulement favorise l'érosion et l'agrandissement de la cavité. Cette cavité se forme à l'amont, soit à la suite du pic de turbidité causé par le changement de palier, soit plusieurs dizaines d'heures plus tard, sans lien apparent avec ce changement. La cavité se propage à l'interface vers l'amont et vers l'aval, jusqu'à former en quelques heures, un conduit à travers une grande portion de l'ouvrage. Cette phase de progression provoque un colmatage de la surface des graviers de base, suite à l'intense transport de particules. Enfin, la quatrième et dernière phase diffère suivant la géométrie de l'ouvrage. Pour les 3 premiers essais, le modèle est fermé à l'aval et le transport de particules érodées à travers la couche de gravier de base produit un colmatage progressif et une diminution des vitesses. L'érosion se ralentit puis s'arrête et le conduit s'effondre, entraînant des tassements répartis et des fontis en surface. L'ouvrage est fortement dégradé, mais son comportement paraît stabilisé, au moins à court terme. Lors des 6 derniers essais, le modèle

possède une géométrie en forme de talus avec une recharge granulaire. Dans cette configuration, le conduit traversant au sein du limon fournit un débit important et une charge élevée sous la recharge, ce qui permet son entraînement progressif par boulance ou claquage hydraulique, et mène rapidement à la rupture de l'ouvrage. Pour empêcher cette rupture, deux types de confortement de la recharge (géotextile et recharge plus épaisse) ont été testés mais sans succès. On peut néanmoins remarquer que le développement du conduit a été plus lent pour ces essais confortés.

Nous avons donc mis en évidence la possibilité d'une initiation d'une érosion de trou par une EC à l'interface entre un gravier et un sol fin sablo-limoneux. Ce processus semble s'amorcer à l'amont, ce qui le rend difficilement détectable, et limite l'efficacité d'une recharge granulaire pour le stopper. En effet, la recharge interagit avec le conduit lorsque celui-ci est déjà bien formé. Il draine un débit important et limite les pertes de charge dans la partie amont du modèle. Des épaisseurs très importantes sont alors nécessaires pour que la recharge reste en place et le caractère applicatif de ce type de confortement paraît très limité.

D'un point de vue quantitatif, une érosion significative s'amorce à partir de la phase 2, pour des vitesses moyennes d'écoulement comprises entre 2 et 3,3 cm/s, c'est-à-dire pour le même ordre de grandeur que les vitesses critiques identifiées au Chapitre III pour les sols sablo-limoneux. Nous n'avons donc pas identifié d'effet d'échelle significatif sur cette vitesse critique. Cette conclusion est aussi cohérente avec la concordance des phénomènes observés aux deux échelles. L'essai à l'échelle de l'échantillon est donc a priori, apte à reproduire le comportement d'une interface de taille beaucoup plus grande.

Il reste néanmoins plusieurs interrogations sans réponse adéquate sur ces essais. Tout d'abord, nous n'avons pas pu identifier de façon satisfaisante le paramètre responsable de l'effet de bord au contact du mur l'amont, et celui à l'origine du déclenchement systématique de l'instabilité à cet endroit. De nombreuses configurations ont pourtant été testées à l'amont de l'ouvrage, en essayant de limiter les influences possibles de l'entrée d'eau dans le modèle, de la saturation du sol, du report des contraintes mécaniques sur le mur amont ou encore d'écoulements préférentiels, sans pour autant que les résultats ne clarifient la raison de ce comportement à l'amont.

Ensuite, nous avons observé le déclenchement de l'instabilité près de 37 h après application de la sollicitation hydraulique pour l'essai 2. Ce résultat pose la question de l'influence de la durée des paliers, sur le résultat obtenu. Pour répondre à cette interrogation, nous avons souhaité allonger les paliers mais nous avons été rapidement gênés par l'apparition d'un colmatage de la couche de graviers par des oxydes de fer. Aucune solution efficace, pouvant être mise en place rapidement n'a été trouvée et il a fallu limiter la durée des paliers. Un palier de 100 h a néanmoins été réalisé avec le limon de BLV et un palier de 285 h avec le limon d'Ampuis, sans que des modifications du comportement ne soient observées. Ces durées restent courtes devant la durée de vie d'un ouvrage mais sont largement supérieures à la majorité des essais d'érosion interne conduits jusqu'à présent. L'étude de

l'influence de l'échelle de temps sur le processus d'érosion est complexe et aucune étude actuelle dans la littérature ne permet d'y apporter une réponse satisfaisante. C'est sans aucun doute une voie de recherche future à privilégier.

D'un point de vue opérationnel, ces essais apportent de nombreux enseignements. Tout d'abord, ils ont été réalisés avec une configuration plutôt défavorable par rapport aux ouvrages réels. Le sol est un sable-limoneux peu cohésif qu'on éviterait d'utiliser pour construire un ouvrage. Le gravier est relativement grossier, mais surtout à granulométrie étroite ce qui lui procure une perméabilité très élevée (0,5 à 2 m/s) par rapport à celles rencontrées in-situ. Enfin, les gradients appliqués sont relativement intenses (0,1 à 0,3). Les vitesses d'initiation de l'érosion obtenues sont donc une estimation plutôt sécuritaire des conditions d'initiation de l'EC. Pour autant, au sein des ouvrages existants, des hétérogénéités locales doivent permettre d'atteindre ces conditions défavorables. Il s'agit alors d'être en mesure de détecter le plus tôt possible ce processus menant à la rupture de l'ouvrage

Les méthodes de détection testées durant ces essais ont montré qu'il était possible d'identifier l'initiation du conduit jusqu'à une vingtaine d'heure avant la rupture. Cette détection est néanmoins plus ou moins précoce et plus ou moins facile à mettre en évidence, suivant le type de capteurs. La fibre optique, avantageusement installée au cœur du modèle, a permis une détection précoce et sans ambiguïté des déformations induites par la formation du conduit. Elle a aussi repéré la signature en température du conduit, qui est malheureusement faible (0,2-0,3 °C) et tardive. Depuis l'extérieur du modèle, les mesures de résistivité électrique ont très bien détecté les variations de teneur en eau du sol, provoquées par la saturation progressive du limon. Néanmoins, le conduit ne modifie significativement la teneur en eau, que quelques dizaines de minutes avant la rupture, ce qui ne permet pas une détection précoce. Par contre, une anomalie de résistivité électrique pouvant correspondre au conduit est identifiée plusieurs heures avant la rupture. Elle est nettement moins marquée que la signature liée à la saturation et son identification est donc assez délicate. La formation du conduit s'accompagne d'une augmentation du débit de fuite, de la turbidité et d'une modification de la ligne de charge, qui peuvent toutes être détectées. Le suivi de la topographie de la surface de l'ouvrage révèle correctement la présence d'érosion régressive mais indique la formation du conduit d'érosion uniquement après qu'il soit devenu traversant. Il ne peut donc pas servir d'avertisseur. Enfin, les essais au pénétromètre dynamique léger « PANDA » réalisés à la fin de l'essai ont permis de localiser précisément la zone érodée et peuvent être un moyen efficace de repérage des signes d'érosion en cours sur des ouvrages existants.

Nous avons aussi mis en évidence qu'une filtration géométrique pouvait avoir lieu même pour des rapports de diamètres de particules très élevés ($D_{15}/d_{85} = 45$ avec le gravier 20/40 mm). Dans cette situation, bien qu'aucun critère de filtre géométrique ne soit respecté, un colmatage finit par se produire après une forte érosion. Les particules les plus grossières du sol fin, bien que ne représentant que quelques pourcents du sol global, sont néanmoins

suffisantes pour amorcer un processus d'auto-filtration. Ce colmatage a un rôle déterminant puisqu'il de stoppe l'érosion pour les essais avec la géométrie 1.

9.2 Perspectives

Tout d'abord, afin de compléter cette étude, il serait nécessaire de réaliser de nouveaux essais d'EC à l'échelle de l'échantillon. En effet, grâce au dispositif expérimental récemment modifié, des essais peuvent maintenant être conduits à charge constante de manière similaire aux essais à grande échelle. Il faudrait ainsi effectuer une série d'essais sur le limon de BLV, dans des conditions de densité et de teneur en eau proches des essais à grande échelle et avec un protocole de chargement hydraulique similaire. Dans ces conditions, l'absence d'effet d'échelle pourrait plus rigoureusement être affirmée ou éventuellement infirmée. Ces essais sont prévus très prochainement au LTHE.

Ensuite, le processus observé durant ces essais d'EC doit pouvoir être modélisé. Une modélisation de la phase 1 a déjà été proposée au Chapitre IV. Ensuite, la propagation du conduit d'érosion au-dessus de l'interface lors de la phase 3, est similaire à l'érosion de trou qui a déjà fait l'objet de plusieurs modèles. Le verrou actuel pour ce développement réside dans la modélisation de l'initiation de l'instabilité au-dessus de l'interface. En effet, cet instabilité est encore mal comprise et n'a pas pu être liée à l'évolution d'un paramètre unique. D'autre part, il est probable qu'elle soit dépendante d'une hétérogénéité locale de l'interface qu'il serait donc nécessaire de caractériser de façon statistique. Cette amorce d'instabilité est provoquée soit par un effondrement local, qu'il faudrait alors représenter par un modèle mécanique, soit par l'agrandissement d'une cavité sous l'effet d'une érosion très lente, qui pourrait être représenté par une adaptation du modèle stochastique proposé au Chapitre IV.

Enfin, ces essais ont mis en évidence la possibilité de l'initiation d'une érosion de conduit par une EC. Il serait maintenant nécessaire d'étudier les ouvrages existants où un tel processus est suspecté, pour confronter les mesures réalisées sur site à celles obtenues au cours de ces essais. Cela pourrait permettre de diagnostiquer les ouvrages à risques mais aussi de souligner la cohérence, ou non, du modèle avec la réalité du terrain.

CHAPITRE VI : CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

1. Conclusions

L'objectif de ce travail de thèse était de mieux comprendre le processus EC au sein des ouvrages hydrauliques en terre. L'approche choisie a été de mener des expérimentations à l'échelle du pore, à l'échelle de l'échantillon et à l'échelle de l'ouvrage, de manière à appréhender le processus dans sa globalité. Aux trois échelles, nous avons suivi une démarche similaire : d'abord observer et décrire, pour comprendre les mécanismes en jeu, et ensuite mesurer pour quantifier les sollicitations exercées et l'érosion qui en résulte. Cette approche qui s'est avérée très fructueuse, a permis de valider la démarche expérimentale, d'améliorer très sensiblement notre compréhension de l'EC, de faire des avancées en terme de modélisation du phénomène et de dégager les points principaux en vue d'une application opérationnelle de ces résultats. Ce travail a d'autre part ouvert de nombreuses perspectives de recherche.

1.1 Démarche expérimentale

Le dispositif expérimental conçu pour l'étude à l'échelle du pore, combinait ajustement d'indices optiques et méthode PIV ; il a prouvé sa capacité à réaliser des mesures satisfaisantes de champs de vitesse au sein d'un milieu poreux modèle, et montre aussi le profit tiré de sa transparence, en offrant une visualisation directe des phénomènes. Une méthode pour déterminer la contrainte de cisaillement à proximité des interfaces a été développée en utilisant un ajustement du profil de vitesses au sein des pores sur la loi théorique de Poiseuille afin d'éviter les biais de mesures liés à la limite de résolution spatiale du calcul PIV.

L'essai à l'échelle de l'échantillon sur des sols réels a été amélioré, principalement pour les essais dans la configuration C2 (sol fin au-dessus). Nous avons ainsi mis en évidence l'importance d'une saturation en CO_2 du sol grossier avant la saturation en eau pour éviter le piégeage de bulles d'air à l'interface. D'autre part, dans cette configuration, un effet de bord marqué a été identifié et peut être évité par l'utilisation d'un gravier plus fin, empêchant l'érosion sur les deux côtés de la cellule.

Enfin, à l'échelle de l'ouvrage nous avons démontré la faisabilité d'un essai d'EC et procédé à sa réalisation. L'utilisation combinée de nombreux capteurs s'est montrée très intéressante pour le recoupement d'informations, permettant ainsi de valider des interprétations parfois difficiles d'un processus dont l'initiation ne peut pas être observée. Il faut aussi noter qu'une attention particulière doit être portée aux conditions aux limites de tels essais car elles sont facilement à l'origine d'influences non désirables.

1.2 Description du processus d'EC

Nos observations ont permis d'établir que les processus en jeu dans l'EC sont similaires à ceux de l'érosion en rivière (charriage, suspension, tri granulométrique…), mais avec de nombreuses spécificités propres à la configuration particulière de l'EC et au rôle du sol grossier.

Les travaux antérieurs analysés durant l'étude bibliographique se limitent à l'échelle de l'échantillon et, majoritairement, à des sols sableux dans la configuration C1 (sol grossier sur sol fin). Les sols plus fins et la configuration C2 ont très peu été considérés. Les résultats obtenus sont généralement exprimés en vitesse d'écoulement critique, vitesse à laquelle s'initie l'érosion. Cette vitesse est fonction du sol fin mais est peu sensible au sol grossier utilisé. Pour apporter une explication physique à ces vitesses seuil d'initiation, des mesures ont été conduites à l'échelle du pore menant à plusieurs conclusions :

- La sollicitation exercée sur le sol fin présente une forte variabilité spatiale du fait de la géométrie du milieu poreux. Ainsi, les vitesses d'écoulement et la contrainte de cisaillement exercée à l'interface, sont distribuées selon une loi de type log-normale ou exponentielle, largement étalée vers les valeurs élevées. Des valeurs 2 à 3 fois supérieures à la moyenne sont donc fréquentes. Cette variabilité de la vitesse locale de l'écoulement est bien corrélée avec celle de la porosité locale.

- Pour calculer une contrainte moyenne au sein du milieu poreux, les relations analytiques proposées par Reddi et al. (2000) et Wörman et al. (1992) surestiment les valeurs que nous avons mesurées d'un rapport 2 à 3. Nous avons donc proposé une correction empirique de la relation de Wörman et al. (1992) par un facteur empirique $\beta_w \approx 0{,}3$.

- La transition entre les vitesses au sein du sol fin et celles au sein du sol grossier se déroule au-dessus de l'interface (configuration C1), sur une épaisseur d'environ un diamètre de grain de sol grossier, c'est-à-dire dans la zone où se développe l'EC. Cette transition est liée à la porosité plus faible mesurée à l'interface, dans la zone où les deux tailles de grains cohabitent. L'écoulement au cœur du milieu poreux n'est ainsi pas représentatif de celui à l'origine de l'EC. Suite à nos résultats expérimentaux, nous avons proposé de prendre en compte une réduction de la contrainte de cisaillement à l'interface, par un second facteur empirique β_i, de l'ordre de 0,5 dans notre configuration.

Forts de ces résultats, nous avons fait l'hypothèse que l'initiation correspondait à une contrainte exercée égale au critère de Shields. Nous avons ainsi pu établir une estimation satisfaisante de la vitesse critique des sols sableux. Pour les sols plus fins, une prise en compte empirique des forces d'adhésion permet de représenter fidèlement l'augmentation de résistance du sol avec la diminution de la taille des particules. L'adhésion est néanmoins fonction de nombreux paramètres et cette dépendance unique à la taille des particules est sans doute trop simpliste. D'autre part, les contraintes de cisaillement critiques ainsi obtenues sont

plus faibles d'un rapport 20 à 200 à celles mesurées au HET et au JET sur des sols similaires. Elles sont néanmoins proches, mais inférieures, à celles mesurées par des essais de suffusion.

Ensuite, une réflexion a été menée sur l'interprétation des essais à l'échelle de l'échantillon et la détermination d'une vitesse critique. En effet, le seuil d'initiation de l'érosion est parfois ambigu à identifier à cause de l'évolution temporelle du taux d'érosion. Pour cela un modèle stochastique a été développé, permettant de reproduire fidèlement les évolutions temporelles observées. Nous avons ainsi conclu que :

- Sans évolution temporelle des paramètres, le seuil d'initiation de l'érosion est proche de zéro du fait de la variabilité spatiale de la sollicitation. En effet, même pour une vitesse moyenne très faible, il existe localement des sollicitations suffisamment élevées pour générer de l'érosion.

- Lorsque l'on modélise une évolution temporelle de la résistance par un simple retirage aléatoire, on observe une décroissance de l'érosion avec le temps. Cette décroissance aboutit à un arrêt de l'érosion, lorsque la sollicitation moyenne est faible. Le seuil expérimental d'initiation de l'EC correspond donc à une sollicitation moyenne, pour laquelle la décroissance du taux d'érosion ne mène pas à un arrêt de l'érosion durant la durée du palier. Ce seuil se révèle ainsi sensible à la durée de l'essai.

- Cette évolution temporelle est en partie liée à un tri granulométrique du sol fin en surface qui a été observé à l'échelle de l'échantillon. Ce phénomène, classique de l'érosion en rivière, est ici favorisé par la filtration géométrique par le sol grossier des particules issues du sol fin ayant les tailles les plus grandes.

L'évolution temporelle de l'érosion après son initiation est par conséquent liée à l'évolution des caractéristiques du sol fin en surface, mais aussi à celle de la sollicitation exercée. En effet, nous avons mis en évidence un couplage complexe entre l'écoulement au voisinage de l'interface, et la progression de l'érosion, couplage pouvant être pris en compte par l'évolution du facteur empirique β_i. Nous avons ainsi observé un abaissement du seuil suite à l'érosion dans l'expérimentation à l'échelle du pore. Ce facteur varie donc dans la configuration C1 mais, a priori, il reste dans une gamme de valeurs restreinte. Au contraire, dans la configuration C2, nous avons observé que ce couplage pouvait amorcer phénomène instable, avec une augmentation du taux d'érosion avec le temps.

Dans cette configuration C2, les essais sont complexes à interpréter de par la cohabitation de deux phénomènes : d'un côté le lessivage de la couche de gravier polluée à la mise en place, et de l'autre l'érosion de la couche de sol fin. Cette dernière commence par une première phase, où des cavités sont créées à l'interface mais s'effondrent rapidement. Une érosion importante est générée mais l'échantillon semble tendre vers une stabilisation à long terme. Ensuite, un deuxième seuil est observé au-delà duquel se forment de véritables conduits au sein de la couche de sol fin. On assiste à la mise en place du processus instable où

l'écoulement se concentre dans le conduit et favorise l'érosion : le taux d'érosion augmente avec le temps. Un tri granulométrique, lié à la filtration géométrique, peut toutefois mener à l'arrêt de l'érosion, de façon similaire à la configuration C1.

Enfin, les essais réalisés à l'échelle de l'ouvrage avec la configuration C2 ont révélé des processus similaires à ceux constatés à l'échelle de l'échantillon. Les vitesses critiques obtenues aux deux échelles sont d'ailleurs semblables : aucun effet d'échelle significatif n'a été identifié.

Ces essais de grandes dimensions ont aussi apporté un éclairage sur les conséquences de l'EC sur un ouvrage. Nous avons ainsi observé l'initiation de l'instabilité à l'amont de l'interface, puis sa progression vers l'aval. Ensuite, la filtration géométrique des particules peut mener à un isolement du conduit et à l'arrêt de l'érosion : les conséquences du processus se limitent dans ce cas à des tassements et des fontis. Si la filtration n'est pas efficace pour isoler le conduit, il débouche alors dans le parement. A ce moment-là, il est déjà bien formé et une recharge granulaire classique ne permet pas de stopper son développement qui provoque rapidement à la rupture de l'ouvrage.

Nous avons aussi établi que l'initiation et la progression du conduit d'érosion pouvaient être précisément détectées par des mesures de déformation par fibre optique au sein de l'ouvrage, et cela plus d'une dizaine d'heures avant la rupture. Par contre, avec notre configuration, la détection par des mesures de température et des mesures de résistivité s'avère moins nette. La résistivité a néanmoins l'avantage d'être mesurées depuis l'extérieur. Déceler une évolution des débits de fuite, du transport solide, des pressions interstitielles ou encore des tassements en surface peut aussi aider à détecter une érosion en cours.

En résumé, nous pouvons décrire l'EC comme un processus qui s'initie dans des hétérogénéités de l'interface, et dont la progression est liée à l'évolution de la géométrie de l'interface et des caractéristiques du sol. Dans la configuration C1, celle-ci amène a priori à la stabilisation ou à la décroissance de l'intensité d'érosion avec le temps. Dans la configuration C2, une cavité peut se former entraînant la propagation d'un conduit au sein du sol fin. Si la filtration éventuelle des particules érodées ne stoppe pas le processus, le conduit formé aboutit à une rupture rapide de l'ouvrage.

1.3 Application opérationnelle

D'un point de vue opérationnel, cette thèse a permis d'apporter des éléments relatifs à la prise en compte du risque d'EC dans les ouvrages hydrauliques. Lors du dimensionnement ou du diagnostic d'un ouvrage, nous pouvons, sur la base de nos résultats, proposer une démarche à suivre. Elle n'a pas pour vocation d'être utilisée en l'état par la profession mais elle vise à apporter des éléments de réflexion :

- Identifier toutes les interfaces granulaires de l'ouvrage soumises à un écoulement. Les interfaces à prendre en compte sont celles pour lesquelles un critère de filtre géométrique n'est pas respecté. Cette vérification doit être faite avec le critère adéquat, en prenant en compte une possibilité de suffusion du sol grossier.

- Evaluer les vitesses d'écoulement au sein de la couche de sol grossier. Cette estimation doit idéalement être réalisée avec une grande quantité de mesures locales, pour permettre d'évaluer la plus grande valeur probable (avec des méthodes géostatistiques par exemple). C'est en effet certainement un maximum de vitesse dans une hétérogénéité qui risque de générer l'EC. Si peu de mesures sont disponibles, celles-ci doivent être largement majorées.

- Comparer cette vitesse d'écoulement aux vitesses critiques. Idéalement, celles-ci sont mesurées par un essai d'EC sur un échantillon prélevé sur site, mais plus vraisemblablement, elles sont identifiées pour des sols semblables, ou par la relation entre diamètre effectif et vitesse critique proposée au Chapitre II.

- Si les vitesses d'écoulement sont largement inférieures aux vitesses critiques, une EC à court terme est peu probable. Des phénomènes très lents restent toutefois possibles, mais ils n'ont pas été observés sur nos essais de courte durée.

- Si les vitesses sont proches ou supérieures aux vitesses critiques, il faut alors envisager les conséquences du développement d'une EC. Dans le cas de la configuration C1, ces conséquences sont a priori limitées à une érosion lente du sol fin, sauf si les matériaux présents au-dessus de cette zone semblent pouvoir soutenir une arche. Dans la configuration C2, il faut envisager la possibilité du développement d'un conduit d'érosion comme ceux observés à l'échelle de l'ouvrage.

- Dans le cas où un risque a été mis en évidence, ou bien lorsque des signes d'une EC sont identifiés, il faut mettre en place des moyens de détection pour suivre l'évolution du processus. Une EC peut ainsi être repéré par le suivi des déformations au cœur de l'ouvrage (difficile à mettre en œuvre), de la topographie de surface, des débits de fuites (par des mesures de température ou des jaugeages), du transport de particules (inspection visuelle) ou encore de l'évolution de la ligne de charge dans le modèle (résistivité et piézomètres).

- Si cette surveillance indique la nécessité d'une intervention, il faut tenter de stopper le développement de l'EC. Ceci passe par une diminution des vitesses d'écoulement grâce à une amélioration de l'étanchéité amont, par la mise en place de parois verticales dans l'ouvrage, ou par des injections diminuant la perméabilité.

2. Perspectives

Ce travail de thèse a permis de mieux comprendre le processus d'EC, mais il a aussi mis en lumière l'intérêt de continuer des travaux de recherche sur plusieurs aspects du phénomène.

Tout d'abord, les essais menés à l'échelle du pore ont montré leur aptitude à caractériser la contrainte exercée à la surface du sol fin. Il serait nécessaire de les poursuivre pour réaliser de nouvelles séries de mesures, pour conforter la valeur de β_w obtenue pour l'instant sur seulement deux essais. Ces essais permettraient aussi d'étudier la variation du paramètre β_i en fonction de différents protocoles de mise en place. En effet, ce paramètre est probablement largement dépendant de la position relative des grains dans la zone d'interface. La réalisation d'un essai et le traitement des données sont toutefois relativement longs et complexes. Il serait donc pertinent de conduire, parallèlement à ce travail expérimental, une étude numérique de l'écoulement dans la zone d'interface. Ces simulations seraient réalisées dans un premier temps à l'échelle de quelques pores et pour des faibles nombres de Reynolds, afin de limiter le temps de calcul. Des simulations de ce type ont été initiées durant cette thèse mais n'ont pas abouti par manque de temps. Si les résultats obtenus sont cohérents avec les mesures expérimentales, il serait possible de tester de nombreuses configurations d'interface et ainsi de mieux caractériser le coefficient β_i. Le modèle pourrait aussi être utilisé en simulant une érosion par la déformation de l'interface dans les zones les plus sollicitées, de manière à établir le couplage entre progression de l'érosion et évolution de la sollicitation.

A l'échelle de l'échantillon, le travail de recherche futur devrait se concentrer sur la configuration C2. La modification du dispositif existant permet désormais d'appliquer un gradient constant à l'échantillon. Des essais respectant un protocole similaire à celui suivi à grande échelle doivent être conduits, de manière à valider rigoureusement l'absence d'effet d'échelle. Il serait d'autre part intéressant de reproduire plusieurs fois un essai dans des conditions identiques, de manière à caractériser la variabilité du résultat obtenu. En effet, au contraire de la configuration C1, la rupture dans la configuration C2 est liée à une hétérogénéité favorisant le développement d'un conduit. Le comportement global de l'essai dépend donc d'une fragilité locale, qui est très vraisemblablement une source de variabilité des résultats. Enfin, il conviendrait de confirmer et de quantifier la dépendance du seuil d'érosion à la surcharge appliquée et aux diamètres des grains du sol grossier, dépendance identifiée par les expérimentations de Schmitz (2007). En effet, au contraire de la configuration C1, ces deux paramètres influent probablement sur le seuil d'érosion, en jouant sur la stabilité mécanique des arches qui se forment au-dessus des grains grossiers.

L'influence du temps sur ces résultats devrait faire l'objet d'un travail de recherche spécifique. En effet, en ce qui concerne l'EC mais aussi les autres types d'érosion interne, aucune réponse satisfaisante à la représentativité des essais de courte durée sur le comportement à long terme du sol n'a pu être apportée. Dans le cas de l'EC, ce sujet devrait être abordé de préférence à l'échelle de l'échantillon, de manière à bien contrôler les différents paramètres en jeu. Ce sujet de recherche serait particulièrement pertinent dans la configuration C2 où il semble qu'un déclenchement à long terme peut avoir lieu. Pour pouvoir mener une expérience sur une longue durée, le dispositif existant doit être modifié de manière à pouvoir fonctionner à la fois en circuit ouvert et en circuit fermé. L'essai serait ainsi amorcé en circuit ouvert pendant plusieurs heures, puis lorsque la turbidité est devenue très faible, l'essai serait poursuivi en circuit fermé avec une eau dont les caractéristiques sont contrôlées. Des processus chimiques et biologiques peuvent en effet devenir prépondérants pour le comportement de l'essai à long terme. Le dispositif devrait d'autre part être complétement autonome, de manière à fonctionner en continu sans nécessité d'une surveillance. Un protocole envisageable serait de prévoir plusieurs séries d'essais avec des paliers courts, de manière à bien identifier le seuil d'érosion à court terme. A partir de là, des essais seraient réalisés en augmentant rapidement (par une rampe par exemple) le gradient imposé dans l'échantillon jusqu'à une valeur légèrement inférieure au seuil identifié à court terme. L'essai serait ensuite laissé en fonctionnement continu jusqu'à observer une rupture ou atteindre un délai maximum fixé à l'avance. En cas de rupture, l'essai suivant suivrait un protocole similaire mais avec une légère diminution du gradient imposé. De cette manière, une relation pourrait idéalement être établie entre la durée de sollicitation et le seuil d'érosion, extrapolable, avec prudence, à long terme.

Enfin, les résultats obtenus gagneraient à être enrichis par une analyse fine des ouvrages existants suspectés d'être soumis à une EC. Des informations sur la géométrie des ouvrages, la granulométrie des sols en jeu, les écoulements présents ainsi que les conséquences observées du processus d'EC peuvent être très utiles pour établir les conditions in-situ favorables à l'EC. Des bases de données de ce type sont actuellement en cours de création dans le cadre du projet ERINOH. On pourrait se servir de ce travail de collecte d'information pour l'analyse spécifique des cas où une EC est suspectée. Cette recherche à caractère plutôt général serait complétée par une étude plus précise d'un ou deux cas, pour lesquels de nombreuses données sont disponibles. Celles-ci pourraient être complétées par des mesures supplémentaires sur le terrain et des prélèvements d'échantillons destinés à des essais d'EC. L'analyse de cas permettrait de confronter les résultats de cette thèse au comportement de l'EC sur un ouvrage réel, et, nous l'espérons, de les valider.

REFERENCES BILBIOGRAPHIQUES

Allan, F. M. & Hamdan, M. H. (2002), «Fluid mechanics of the interface region between two porous layers», *Applied Mathematics and Computation* **128**(1), 37 - 43.

Amos, C. L.; Grant, J.; Daborn, G. & Black, K. (1992), «Sea Carousel–A benthic, annular flume», *Estuarine, Coastal and Shelf Science* **34**(6), 557-577.

Ariathurai, R. & Arulanandan, K. (1978), «Erosion rates of cohesive soils», *Journal of the Hydraulics Division, ASCE* **104(2)**, 279-283.

Arthur, J. K.; Ruth, D. W. & Tachie, M. F. (2009), «PIV measurements of flow through a model porous medium with varying boundary conditions», *Journal of Fluid Mechanics* **629**, 343-374.

Avila, K.; Moxey, D.; de Lozar, A.; Avila, M.; Barkley, D. & Hof, B. (2011), «The Onset of Turbulence in Pipe Flow», *Science* **333**(6039), 192-196.

Baran, O.; Ertas, D.; Halsey, T. C.; Grest, G. S. & Lechman, J. B. (2006), «Velocity correlations in dense gravity-driven granular chute flow», *Physical Review E* **74**(5), 051302.

Bear, J. (1972), *Dynamics of Fluids in Porous Media*, American Elsevier.

Beavers, G. & Joseph, D. (1967), «Boundary conditions at a naturally permeable wall», *Journal of Fluid Mechanics* **30**, 197-207.

Ben Aïm, R. (1970), «Etude de la texture des empilements de grains. Application à la détermination de la perméabilité des mélanges binaires en régime moléculaire, intermédiaire, laminaire.», Thèse de Doctorat, Université de Nancy.

Benahmed, N. (2009), Laboratory tests procedure and results, *in* «Workshop on Internal Erosion in Dams and Foundations».

Benahmed, N. & Bonelli, S. (2007), Etude expérimentale de l»érosion interne d»une kaolinite, *in* «XXV Rencontres Universitaires de Genie Civil».

Benamar, A.; Wang, H.; Ahfir, N.-d.; Alem, A.; Masséi, N. & Dupont, J.-P. (2005), «Effets de la vitesse d»écoulement sur le transport et la cinétique de dépôt de particules en suspension en milieu poreux saturé», *Comptes Rendus Geoscience* **337**(5), 497-504.

Bendahmane, F. (2008), «Experimental Parametric Study of Suffusion and Backward Erosion», *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **134**(1), 57.

Bezuijen, A.; Klein-Bretteler, M. & al. (1987), Design criteria for placed block revetments and granular filters., *in* «Proceedings of the 2nd international conference on coastal & port engineering in developing countries, Beijing, China».

Bligh, W. (1927), *The Practical Design of irrigation Works*, Van Nostrand Co, New York.

Blom, A.; Parker, G.; Ribberink, J. S. & de Vriend, H. J. (2006), «Vertical sorting and the morphodynamics of bed-form-dominated rivers: An equilibrium sorting model», *Journal of Geophysical Research* **111**(F1), F01006.

Boley, C.; Lenz, S. & al. (2008), Large Scale Model Tests on Erosion Processes in Maritime Engineering., *in* «Proceedings of the 11th Baltic Sea Geotechnical Conference. Geotechnics in Maritime Engineering», pp. 189-196.

Bonelli, S. & al., Bonelli, S., ed. (2011), *Erosion des géomatériaux*, Hermès science publications, *(à paraître)*

Bonelli, S. & Brivois, O. (2008), «The scaling law in the hole erosion test with a constant pressure drop», *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **32(13)**, 1573-1595.

Bonelli, S.; Brivois, O. & al. (2006), «On the modelling of piping erosion», *Comptes Rendus Mecanique* **334(8-9)**, 555-559.

Brauns, J. (1985), «Erosionsverhalten geschichteten Bodens bei horizontaler Durchstromung», *Wasserwirtschaft* **75**, 448-453.

Brinkman, H. C. (1947), «A calculation of the viscous force exerted by a flowing fluid on a dense swarm of particles», *Applied Science Research* **A 1**, 27–34.

Buffington, J. M. & Montgomery, D. R. (1997), «A systematic analysis of eight decades of incipient motionstudies, with special reference to gravel-bedded rivers», *Water Resources Research* **33**(8), 1993–2029.

Burenkova, V. (1993), Assessment of suffusion in non-cohesive and graded soils, *in* Heibaum & Schuler Brauns, ed., «Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering», Balkema, Rotterdam, Karlsruhe, Germany, pp. 357-360.

Campbell, C. S. (2002), «Granular shear flows at the elastic limit», *Journal of Fluid Mechanics* **465**, 261-291.

Cao, Z. (2006), «Explicit Formulation of the Shields Diagram for Incipient Motion of Sediment», *Journal of Hydraulic Engineering* **132**(10), 1097.

Cenedese, A. & Viotti, P. (1996), «Lagrangian Analysis of Nonreactive Pollutant Dispersion in Porous Media by Means of the Particle Image Velocimetry Technique», *Water Resources Research* **32**(8), 2329-2343.

CFGB, Barrages et Réservoirs., ed. (1997), *Erosion interne : typologie, détection et réparation*, Bulletin du Comité Français des Grands Barrages.

Chareyre, B.; Briancon, L. & Villard, P. (2002), «Theoretical versus experimental modeling of the anchorage capacity of geotextiles in trenches», *Geosynthetics International* **9**(2), 97-123.

Charru, F.; Mouilleron, H. & Eiff, O. (2004), «Erosion and deposition of particles on a bed

sheared by a viscous flow», *Journal of Fluid Mechanics* **519**, 55-80.

Cheng, N.-S. (2006), «Influence of shear stress fluctuation on bed particle mobility», *Physics of Fluids* **18**(9), 096602.

Cheng, N.-S. & Law, A. W.-K. (2003a), «Fluctuations of Turbulent Bed Shear Stress», *Journal of Engineering Mechanics* **129**(1), 126-130.

Cheng, N.-S.; Sumer, B. M. & Fredsøe, J. (2003b), «Investigation of bed shear stresses subject to external turbulence», *International Journal of Heat and Fluid Flow* **24**(6), 816-824.

Cheng, N.-S.; Law, A. W.-K. & Lim, S. Y. (2003c), «Probability distribution of bed particle instability», *Advances in Water Resources* **26**(4), 427 - 433.

Claudin, P. & Andreotti, B. (2006), «A scaling law for aeolian dunes on Mars, Venus, Earth, and for subaqueous ripples», *Earth and Planetary Science Letters* **252**(1-2), 30-44.

Cornelis, W. M.; Gabriels, D. & Hartmann, R. (2004), «A parameterisation for the threshold shear velocity to initiate deflation of dry and wet sediment», *Geomorphology* **59**(1-4), 43-51.

Cuillou, S. & Maurin J., (2005), Les levés de la Loire : des turcies au Plan Loire, huit siècles d»évolution, *in* «Sécurité des digues fluviales et de navigation. Colloque, Orléans», pp. 210.

Cundall, P. A. & Strack, O. D. L. (1979), «A discrete numerical model for granular assemblies», *Geotechnique* **29**, 47-65.

Daian, J.-F. (2010), *Equilibre et transferts en milieux poreux.*

Darcy, H. (1856), *Les fontaines publiques de la ville de Dijon*, V. Dalmont, Paris.

De Graauw, A.; Van Der Meulen, T. & Van Der Does De Bye, M. (1983), «Design criteria for granular filters», Technical report, Delft Hydraulics Laboratory.

Den Adel, H.; Koendersand, M. A. & Bakker, K. J. (1994), «The analysis of relaxed criteria for erosion-control filters», *Canadian Geotechnical Journal* **31**(6), 829-840.

Dixen, F. H.; Sumer, B. M. & Fredsøe, J. (2008), «Suction Removal of Sediment from between Armor Blocks. II: Waves», *Journal of Hydraulic Engineering* **134**(10), 1405-1420.

Dodge, R. A. (1988), «Overtopping Flow on Low Embankment Dams - Summary Report of Model», Technical report, Bureau of Reclamation, Denver, CO.

Einstein, H. A. (1950), «The bed-load function for sediment transportation in open channel flows»(1026), Technical report, United States Department of Agriculture Technical Bulletin, Washington DC.

Ergun, S. (1952), «Fluid flow through packed columns», *Chemical Engineering Progress* **48**(2), 89-9.

Ettema, R. & Muste, M. (2004), "Scale-effects in Flume Experiments on Flow around a Dike

in a Flatbed Channel," *ASCE Journal of Hydraulic Engineering*, **130**(7), pp 635-646.

Fand, R. M.; Kim, B. Y. K.; Lam, A. C. C. & Phan, R. T. (1987), «Resistance to the Flow of Fluids Through Simple and Complex Porous Media Whose Matrices Are Composed of Randomly Packed Spheres», *Journal of Fluids Engineering* **109**(3), 268-273.

Fell, R.; Foster, M.; Davidson, R.; Cyganiewicz, J.; Sills, G. & Vroman, N. (2008), «A Unified Method for Estimating Probabilities of Failure of Embankment Dams by Internal Erosion and Piping»(R 446), Technical report, The School of Civil and Environmental Engineering, the University of New South Wales, Sydney, Australia, ISBN:85841 413 9.

Fell, R. & Fry, J. J, ed. (2007), *Internal erosion of dams and their foundations : selected papers from the Workshop on internal erosion and piping of dams and their foundations, Aussois, France, 25-27 April, 2005*, London : Taylor & Francis.

Fell, R.; Wan, C.; Cyganiewicz, J. & Foster, M. (2001), «The time for development and detectability of internal erosion and piping on embankment dams and their foundations»(R-399), Technical report, School of Civil and Environmental Engineering, The University of New South Wales., ISBN: 84841 366 3.

Fell, R.; Wan, C. F.; Cyganiewicz, J. & Foster, M. (2003), «Time for Development of Internal Erosion and Piping in Embankment Dams», *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **129**(4), 307-314.

Foster, M. & Fell, R. (2001), «Assessing Embankment Dam Filters That Do Not Satisfy Design Criteria», *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **127**(5), 398-407.

Foster, M.; Fell, R. & al. (2000), «The statistics of embankment dam failures and accidents», *Canadian Geotechnical Journal* **37(5)**, 1000-1024.

Frey, J. M.; Schmitz, P.; Dufreche, J. & Gohr Pinheiro, I. (1999), «Particle Deposition in Porous Media: Analysis of Hydrodynamic and Weak Inertial Effects», *Transport in Porous Media* **37**, 25-54.

Froggatt, M. & Moore, J. (1998), «High-Spatial-Resolution Distributed Strain Measurement in Optical Fiber with Rayleigh Scatter», *Applied Optics* **37**(10), 1735-1740.

Gibson, S.; Abraham, D.; Heath, R. & Schoellhamer, D. (2009), «Vertical gradational variability of fines deposited in a gravel framework», *Sedimentology* **56**(3), 661-676.

Goharzadeh, A.; Arzhang, K. & Jorgensen, B. B. (2005), «Transition layer thickness at a fluid-porous interface», *Physics of Fluids, Volume 17, Issue 5, pp. 057102-057102-10 (2005)* **17**(5), 057102-057102-10.

Grabowski, R. C.; Droppo, I. G. & Wharton, G. (2011), «Erodibility of cohesive sediment: The importance of sediment properties», *Earth-Science Reviews* **105**(3-4), 101 - 120.

Grass, A. (1970), Initial instability of fine bed sand, *in* «Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Hydraulic Division», pp. 619-632.

Guidoux, C.; Faure, Y.-H.; Beguin, R. & Ho, C.-C. (2010), «Contact Erosion at the Interface between Granular Coarse Soil and Various Base Soils under Tangential Flow Condition», *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **136**(5), 741-750.

Gupte, S. K. & Advani, S. G. (1997), «Flow near the permeable boundary of a porous medium:An experimental investigation using LDA», *Experiments in Fluids* **11**, 408-422.

Hanson, G.; Tejral, R. D.; Hunt, S. L. & Temple, D. M. (2010), Internal erosion and impact of erosion resistance., *in* «Collaborative management of integrated watersheds. Proc. of 30th annual USSD conference».

Hanson, G. J. & Cook, K. R. (2004), «Apparatus, test procedures and analytical methods to measure soil erodibility in situ», *Applied engineering in agriculture* **20**(4), 455-462.

Henault, J.-M.; Moreau, G.; Blairon, S.; Salin, J.; Courivaud, J.-R.; Taillade, E.; Merliot, E.; Dubois, J.-P.; Bertrand, J.; Buschaert, S.; Mayer, S. & Delepine-Lesoille, S. (2010), «Truly Distributed Optical Fiber Sensors for Structural Health Monitoring:From the Telecommunication Optical Fiber Drawling Tower to Water Leakage Detection in Dikes and Concrete Structure Strain Monitoring», *Advances in Civil Engineering* **2010**, 13.

Herdan, G. (1960), *Small particle statistics: An account of statistical methods for the investigation of finely divided materials. With a guide to the experimental design of particle size determinations*, Academic Press (New York).

Hill, R. J.; Koch, D. L. & Ladd, A. J. C. (2001), «Moderate-Reynolds-number flows in ordered and random arrays of spheres», *Journal of Fluid Mechanics* **448**, 243-278.

Hirata, S. C. (2007), «Stabilité de la convection thermique et/ou solutate en couches fluide et poreuse superposées», Thèse de Doctorat, Université Pierre et Marie Curie - Paris VI.

Hjulstrom, F. (1935), «Studies of the morphological activity of rivers as illustrated by the River Fyries», *Geological Institute Bulletin, Institute of Uppsala University* **25**, 221–527.

Hlushkou, D. & Tallarek, U. (2006), «Transition from creeping via viscous-inertial to turbulent flow in fixed beds», *Journal of Chromatography A* **1126**(1-2), 70 - 85.

Ho, C. C. (2007), «The erosion behaviour of revetment using geotextile», Thèse de Doctorat, Joseph Fourier University, Grenoble, France.

Hoffmans, G.; Den Adel, H. & Verheij, H. (2008), Horizontal granular filters, *in* «4rd Intern.Conference on Scour and Erosion ICSE-4», pp. 480-485.

Horton, N. A. & Pokrajac, D. (2009), «Onset of turbulence in a regular porous medium: An experimental study», *Physics of Fluids* **21**, 045104-045104-13.

Huang, A.; Huang, M.; Capart, H. & Chen, R.-H. (2008), «Optical measurements of pore geometry and fluid velocity in a bed of irregularly packed spheres», *Experiments in Fluids* **45**, 309-321.

Hunziker, R. P. & Jaeggi, M. N. R. (2002), «Grain Sorting Processes», *Journal of Hydraulic Engineering* **128**(12), 1060-1068.

ICOLD, International Commission on Large Dams (1995), Bulletin n°9, *Dam Failures - Statistical Analysis*.

ICOLD, International Commission on Large Dams (2012), Bulletin à paraître, *Internal Erosion of Dams, Dikes and thier Foundations*.

Istomina, V. S. (1957), *Soil stability to seepage*, Moscou.

Jacobs, W.; Le Hir, P.; Van Kesteren, W. & P., C. (2010), «Erosion threshold of sand–mud mixtures», *Continental Shelf Research* **31**, S14-S25.

Kaviany, M. (1991), *Principles of Heat Transfer in Porous Media*, New York : Springer-Verlag, chapter 2.

Kenney, T. C. & Lau, D. (1985), «Internal stability of granular filters», *Canadian Geotechnical Journal* **22**(2), 215-225.

Kezdi, A. (1979), *Soil physics – selected topics*, Elsevier Scientific Publishing Co, Amsterdam.

Khalili, A.; Basu, A. J. & Pietrzyk, U. (1998), «Flow visualization in porous media via positron emission tomography», **10**(4), 3.

Khan, A.-A. (2010), «Séparation de sources thermométriques», Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble.

Klar, M. (2005), «Design of an endoscopic 3-D Particle-Tracking Velocimetry system and its application in flow measurements within a gravel layer», Thèse de Doctorat, Ruperto-Carola University of Heidelberg, Germany.

Kleinhans, M. G. & van Rijn, L. C. (2002), «Stochastic Prediction of Sediment Transport in Sand-Gravel Bed Rivers», *Journal of Hydraulic Engineering* **128**(4), 412-425.

Knapen, A.; Poesen, J.; Govers, G.; Gyssels, G. & Nachtergaele, J. (2007), «Resistance of soils to concentrated flow erosion: A review», *Earth-Science Reviews* **80**(1-2), 75-109.

Kozeny, J. (1953), *Hydraulik: Ihre Grundlagen und praktische anwendung.*, Springer-Verlag, Vienna.

Kreger, S. T.; Gifford, D. K.; Froggatt, M. E.; Soller, B. J. & Wolfe, M. S. (2006), High Resolution Distributed Strain or Temperature Measurements in Single- and Multi-Mode Fiber Using Swept-Wavelength Interferometry, *in* «Optical Fiber Sensors», Optical Society of America, pp. ThE42.

Lachhab, A.; Zhang, Y.-K. & Muste, M. V. (2008), «Particle Tracking Experiments in Match-Index-Refraction Porous Media», *Ground Water* **46**(6), 865-872.

Lachouette, D. & Bonelli, S. (2008), Modélisation de l»érosion par renard hydraulique : du laboratoire à l»ouvrage, *in* «26ème rencontres de l»AUGC».

Lane, E. (1935), Security from Under-seepage: masonry Dams on Earth Foundation, *in* «Trans. ASCE pp. 1235-1272, Discussions, pp. 1273-1351».

Lanticq, V. (2010), «Mesure répartie de température et de déformations par diffusion Brillouin : de la fibre optique au capteur pour legénie civil», Thèse de Doctorat, Télécom ParisTech.

Le Bars, M. & Worster, M. G. (2006), «Interfacial conditions between a pure fluid and a porous medium: implications for binary alloy solidification», *Journal of Fluid Mechanics* **550**, 149-173.

Le, V. D.; Marot, D.; Thorel, L.; Garnier, J. & Audrain, P. (2010), «Centrifuge Modelling of an Internal Erosion Mechanism», *ASCE Proceedings* **392**(41147), 61-61.

Lebon, L.; Leblond, J.; Hulin, J.-P.; Martys, N. & Schwartz, L. (1996), «Pulsed field gradient NMR measurements of probability distribution of displacement under flow in sphere packings», *Magnetic Resonance Imaging* **14**(7), 989-991.

Li, M. & Fannin, R. J. (2008), «Comparison of two criteria for internal stability of granular soil», *Canadian Geotechnical Journal* **45**(9), 1303-1309.

Léonard, J. & Richard, G. (2004), «Estimation of runoff critical shear stress for soil erosion from soil shear strength», *CATENA* **57**(3), 233-249.

Maa, J. P. Y.; Sanford, L. & Halka, J. P. (1998), «Sediment resuspension characteristics in Baltimore Harbor, Maryland», *Marine Geology* **146**(1-4), 137-145.

Macdonald, I. F.; El-Sayed, M. S.; Mow, K. & Dullien, F. A. L. (1979), «Flow through Porous Media-the Ergun Equation Revisited», *Industrial & Engineering Chemistry Fundamentals* **18**(3), 199-208.

Magnico, P. (2003), «Hydrodynamic and transport properties of packed beds in small tube-to-sphere diameter ratio: pore scale simulation using an Eulerian and a Lagrangian approach», *Chemical Engineering Science* **58**(22), 5005 - 5024.

Maier, R. S.; Kroll, D. M.; Davis, H. T. & Bernard, R. S. (1999), «Simulation of Flow in Bidisperse Sphere Packings», *Journal of Colloid and Interface Science* **217**(2), 341 - 347.

Marot, D.; Regazzoni, P.-L. & Wahl, T. (2011a), «An Energy Based Method for Providing Soil Surface Erodibility Rankings», *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*.

Marot, D. (2011b), Erodibility characterization for suffusion and interface erosion by energy approach, *in* «European Working Group on Internal Erosion in Embankment Dams & their Foundations».

Massei, N.; Lacroix, M.; Wang, H. Q. & Dupont, J.-P. (2002), «Transport of particulate

material and dissolved tracer in a highly permeable porous medium: comparison of the transfer parameters», *Journal of Contaminant Hydrology* **57**(1-2), 21-39.

Mays, D. C. & Hunt, J. R. (2004), «Hydrodynamic Aspects of Particle Clogging in Porous Media», *Environmental Science & Technology* **39**(2), 577-584.

McDowell-Boyer, L. M.; Hunt, J. R. & Sitar, N. (1986), «Particle transport through porous media», *Water Resources Research* **22**(13), 1901-1921.

Merritt, W. S.; Letcher, R. A. & Jakeman, A. J. (2003), «A review of erosion and sediment transport models», *Environmental Modelling & Software* **18**(8-9), 761 - 799.

Meunier, P. & Leweke, T. (2003), «Analysis and treatment of errors due to high velocity gradients in particle image velocimetry», *Experiments in Fluids* **35**, 408-421.

Mishra, B. K. (2003), «A review of computer simulation of tumbing mills by the discrete element method: Part i-contact mechanics.», *International Journal of Mineral Processing* **71 (1-4)**, 73-93.

Morad, M. & Khalili, A. (2009), «Transition layer thickness in a fluid-porous medium of multi-sized spherical beads», *Experiments in Fluids* **46**, 323-330.

Moroni, M. (2001), «Statistical mechanics with three-dimensional particle tracking velocimetry experiments in the study of anomalous dispersion. II. Experiments», *Physics of Fluids* **13**(1), 81-.

Ndong-Ndong, R., «Etude expérimentale des évolutions de granulométriques générées par l»érosion des digues fluviales.», Rapport de stage de Master 2 Professionnel «Géosciences marines et environnements appliqués», Université de Perpignan.

Nemery, J.; Mano, V.; Navratil, O.; Gratiot, N.; Duvert, C.; Legout, C.; Belleudy, P.; Poirel, A. & Esteves, M. (2010), «Retour d»expérience sur l»utilisation de ta turbidité en rivière de montagne», *Techniques sciences méthodes, génie urbain génie rural* **1**(2), 61-68.

Nield, D. (2009), «The Beavers&Joseph Boundary Condition and Related Matters: A Historical and Critical Note», *Transport in Porous Media* **78**, 537-540.

Obi, S.; Inoue, K.; Furukawa, T. & Masuda, S. (1996), «Experimental study on the statistics of wall shear stress in turbulent channel flows», *International Journal of Heat and Fluid Flow* **17**(3), 187-192.

Ochoa-Tapia, J. & Whitaker, S. (1995), «Momentum transfer at the boundary between a porous medium and a homogeneous fluid”I. Theoretical development», *International Journal of Heat and Mass Transfer* **38**(14), 2635-2646.

Ouriemi, M.; Aussillous, P.; Medale, M.; Peysson, Y. & Guazzelli, Él. (2007), «Determination of the critical Shields number for particle erosion in laminar flow», *Physics of Fluids* **19**(6), 061706.

Parker, G. (2006), *Sedimentation Engineering, ASCE Manual No. 54*, chapter Chapter 3 :

Transport of Gravel and Sediment Mixtures.

Partheniades, E. (1965), Erosion and deposition of cohesive soi, *in* «Proceedings of the American Society of Civil Engineers (ASCE)», pp. 105-139.

Pavanelli, D. & Bigi, A. (2005), «A New Indirect Method to estimate Suspended Sediment Concentration in a River Monitoring Programme», *Biosystems Engineering* **92**(4), 513-520.

Perzlmaier, S. (2005), Hydraulic criteria for internal erosion in cohesionless soil, *in* «Selected and Reviewed Paper from the Workshop on Internal Erosion and Piping of Dams and their Foundations».

Peurrung, L. M.; Rashidi, M. & Kulp, T. J. (1995), «Measurement of porous medium velocity fields and their volumetric averaging characteristics using particle tracking velocimetry», *Chemical Engineering Science* **50**(14), 2243 - 2253.

Pokrajac, D. & Manes, C. (2009), «Velocity Measurements of a Free-Surface Turbulent Flow Penetrating a Porous Medium Composed of Uniform-Size Spheres», *Transport in Porous Media* **78**, 367–383.

Reboul, N.; Vincens, E. & Cambou, B. (2010), « A computational procedure to assess the distribution of constriction sizes for an assembly of spheres », *Computers and Geotechnics* **37**(1-2), 195 - 206.

Reddi, L. N.; Lee, I.-M. & Bonala, M. V. S. (2000), «Comparison of internal and surface erosion using flow pump tests on a sand-kaolinite mixture», *ASTM geotechnical testing journal* **23**(1), 116-122.

Regazzoni, P.-L. (2009), «Confrontation et analyse d»érodimètres et caractérisation de la sensibilité à l»érosion d»interface», Thèse de Doctorat, Université de Nantes.

Saffman, P. G. (1971), «On the boundary condition at the surface of a porous medium», *Studies in Applied Mathematics* **2**, 93-101.

Sanford, L. P. & Maa, J. P. Y. (2001), «A unified erosion formulation for fine sediments», *Marine Geology* **179**(1-2), 9-23.

Scheuermann, A.; Vardoulakis, I.; Papanastasiou, P. & Stavropoulou, M. (2002), A Sand Erosion Problem in Axial Flow Conditions on the Example of Contact Erosion due to Horizontal Groundwater Flow, *in* Wolfgang Ehlers, ed., «IUTAM Symposium on Theoretical and Numerical Methods in Continuum Mechanics of Porous Materials», Springer Netherlands, , pp. 169-175.

Schmitz (2007), «Zur hydraulischen Kontakterosion bei bindigen Basiserdstoffen», Thèse de Doctorat, Universitat der Bundeswehr.

Schure, M. R.; Maier, R. S.; Kroll, D. M. & Davis, H. T. (2004), «Simulation of ordered packed beds in chromatography», *Journal of Chromatography* **1031**(1-2), 79 - 86.

Sellmeijer, J. & Koenders, M. (1988), «A mathematical model for piping», *Applied*

Mathematical Modelling **15**(11-12), 646-651.

Sellmeijer, J. B. (2006), Numerical computation of seepage erosion below dams (piping), *in* «Proceedings of the 3rd International Conference on Scour and Erosion».

Sherard, J. L. & Dunnigan, L. P. (1989), «Critical Filters for Impervious Soils», *Journal of Geotechnical Engineering* **115**(7), 927-947.

Sherard, J. L.; Dunnigan, L. P. & al (1984), «Basic properties of sand and gravel filters.», *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE,* **110(6)**, 684-700.

Shields, A. (1936), «Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung», Thèse de Doctorat, Versuchsanstalt fьr Wasserbau und Schiffbau, 26, Berlin, Germany..

Sumer, B. M.; Cokgor, S. & Fredsøe, J. (2001), «Suction Removal of Sediment from between Armor Blocks», *Journal of Hydraulic Engineering* **127**(4), 293-306.

Ternat, F.; Boyer, P.; Amielh, M. & Anselmet, F. (2008), «Erosion threshold of saturated natural cohesive sediments: modeling and experiments», *Water Resources Research* **44**, W11434.

Tyler, S. W.; Selker, J. S.; Hausner, M. B.; Hatch, C. E.; Torgersen, T.; Thodal, C. E. & Schladow, S. G. (2009), «Environmental temperature sensing using Raman spectra DTS fiber-optic methods», *Water Resources Research* **45**, W00D23-.

Vafai, K. & Kim, S. (1995), «On the limitations of the Brinkman-Forchheimer-extended Darcy equation», *International Journal of Heat and Fluid Flow* **16**(1), 11 - 15.

Vafai, K. & Thiyagaraja, R. (1987), «Analysis of flow and heat transfer at the interface region of a porous medium», *International Journal of Heat and Mass Transfer* **30**(7), 1391 - 1405.

Van Beek, V. M.; de Bruijn H.J.T.; Knoeff, J. G.; Bezuijen, A. & U., F. (2010), Levee Failure Due to Piping : A Full-Scale Experiment, *in* S.E. Burns; S.K. Bhatia; Avila C.M.C. & Hunt B.E., ed., «Scour and Erosion. Proc. of the 5th International Conference on Scour and Erosion».

Van Prooijen, B. C. & Winterwerp, J. C. (2010), «A stochastic formulation for erosion of cohesive sediments», *Journal of Geophysical Research* **115**(C1), C01005-.

Vardoulakis, I.; Papanastasiou, P. & Stavropoulou, M. (2001-11-01), «Sand Erosion in Axial Flow Conditions», *Transport in Porous Media* **45**(2), 267-280.

Vardoulakis, I.; Stavropoulou, M. & Papanastasiou, P. (1996-02-21), «Hydro-mechanical aspects of the sand production problem», *Transport in Porous Media* **22**(2), 225-244.

Vaskinn, K.; Lovoll, A.; Hoeg, K.; Morris, M.; Hanson, G. & Hassan, M. A. (2004), Physical modeling of breach formation Large scale field tests, *in* «Proceedings of Dam Safety 2004».

Vaughan, P. & Soares, H. (1982), «Design of Filters for Clay Cores of Dams», *Journal of the*

Soil Mechanics and Foundations Division **108**(GT1), 17-32.

Wan, C. F. & Fell, R. (2004), «Investigation of Rate of Erosion of Soils in Embankment Dams», *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **130**(4), 373-380.

Wu, F.-C. & Chou, Y.-J. (2003), «Rolling and Lifting Probabilities for Sediment Entrainment», *Journal of Hydraulic Engineering* **129**(2), 110-119.

Wörman, A. & Olafsdottir, R. (1992), «Erosion in a granular medium interface», *Journal of Hydraulic Research* **30(5)**, 639-655.

Wörman, A. & Xu, S. (2001), «Stochastic Analysis of Internal Erosion in Soil Structures, Implications for Risk Assessments», *Journal of Hydraulic Engineering* **127**(5), 419-428.

Yalin, M.S., da Silva A. (2001), *Fluvial Processes*, IAHR Monograph, Delft, The Netherlands.

Ziems (1969), «Beitrag zur Kontakterosion nichtbindiger Erdstoffe», Thèse de Doctorat, Fakultat fьr Bau-, Wasser- und Forstwesen, Dresden, Germany.

ANNEXES

Annexe 1 : Etude géométrique à l'interface entre deux couches de billes de tailles différentes, à l'aide de simulations numériques discrètes (DEM)

L'EC se développe au contact entre deux milieux granulaires. Dans cette zone d'interface, une transition granulométrique entre les deux milieux se met en place. Cette zone possède donc des caractéristiques propres, liées à la cohabitation des particules provenant des deux couches. Afin d'appréhender le processus d'EC, il paraît donc important de déterminer les spécificités de cette zone de transition en fonction de la granulométrie de chacune des couches. En particulier, nous avons vu que la vitesse locale de l'écoulement était corrélée à la porosité locale. La porosité de la zone d'interface influence donc nettement l'intensité de la sollicitation de l'écoulement sur le sol fin, sollicitation responsable de l'érosion.

Afin donc d'étudier l'évolution de la porosité de l'interface, des simulations numériques utilisant la méthode des éléments discrets ont été réalisées. Le cas théorique de deux couches de billes monodisperses en contact a ainsi été étudié, en faisant varier le rapport entre les tailles des billes de chaque couche, ainsi que l'ordre de mise en place des couches. L'utilisation d'un modèle numérique a ici l'avantage de permettre une mesure fine de la porosité locale, mais aussi de permettre la réalisation d'un grand nombre d'essais en peu de temps.

1.1 Simulations numériques par la méthode des éléments discrets

Ces simulations numériques discrètes ont été réalisées grâce à la technique de dynamique moléculaire (Cundall, et al., 1979). Cette méthode permet de simuler le comportement d'une assemblée de grains interagissant par une loi de contact. A chaque pas de temps, les contacts entre grains sont recherchés puis les forces inter-grains sont calculées en fonction de l'interpénétration des particules. On détermine ensuite l'accélération résultante et les grains sont déplacés en conséquence. Il a été montré que cette méthode permettait de reproduire fidèlement le comportement de nombreux matériaux granulaires. Pour réaliser ces simulations, le logiciel commercial PFC3D a été utilisé.

Une loi de contact linéaire classique est utilisée avec des raideurs normale et tangentielle fixées à : $k_n = k_s = 2x10^9$ N/m. Il est habituellement considéré que cette valeur a peu d'influence sur le résultat de la simulation à partir du moment où la limite des grains infiniment rigides est respectée (Mishra, 2003; Baran, et al., 2006). Cette limite correspond à une interpénétration limitée à un millième du diamètre des particules (Campbell, 2002). Un critère de frottement de Coulomb est ajouté au calcul de la force de contact tangentielle avec un coefficient fixé à 0,5. Une étude de sensibilité a montré que la valeur de ce paramètre n'influençait pas les profils de porosité obtenus.

1.2 Configuration simulée

L'interface granulaire a été reconstituée au sein d'une boîte rectangulaire à base carrée, de 80 mm de côté, et de hauteur infinie. Chaque couche de grains a été mise en place par pluviation, c'est-à-dire en positionnant au hasard les billes au-dessus de la cellule et en les laissant ensuite tomber par gravité (Figure A-1-a). Lorsque l'énergie cinétique de l'ensemble a suffisamment diminuée, on considère avoir obtenu un état stable de l'agencement et on peut analyser la porosité de l'interface granulaire ainsi reconstituée (Figure A-1-b).

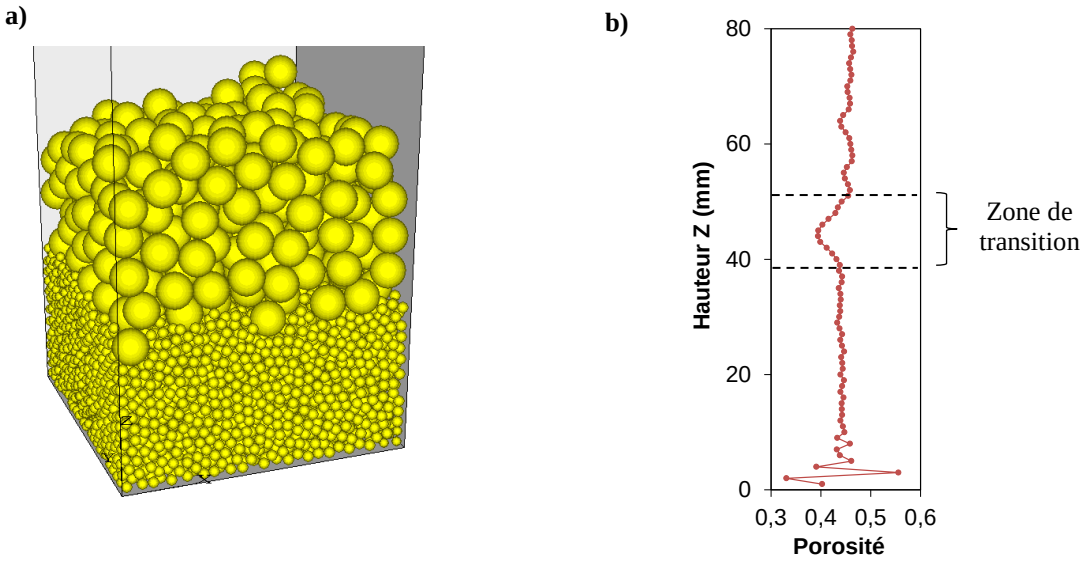


Figure A-1 : a) Exemple de configuration simulée. b) Profil vertical de porosité mesuré.

1.3 Profils de porosité

On mesure ensuite numériquement le profil vertical de porosité de l'agencement de billes. Pour chaque assemblage testé, 5 simulations différentes (positions initiales des billes avant pluviation différentes) sont réalisées et un profil moyen de porosité en est déduit (Figure A-2).

En étudiant les profils obtenus, on remarque des fluctuations liées à l'agencement en couche des billes, de la même façon que sur les profils mesurés expérimentalement (*Cf.* Chapitre II). Dans la zone de transition granulaire, représentée par les deux lignes rouges horizontales, on remarque une variation systématique de la porosité par rapport à la tendance globale. Dans la configuration où les grosses billes sont au-dessus des petites (Figure A-2-a), la porosité à l'interface est plus élevée que la valeur moyenne lorsque le ratio de diamètres est inférieur à 2,5, et plus faible lorsque le ratio est supérieur. Dans le cas inverse où les petites billes sont au-dessus (Figure A-2-b), on observe une diminution systématique de la porosité à l'interface quelque-soit le ratio de diamètres utilisé.

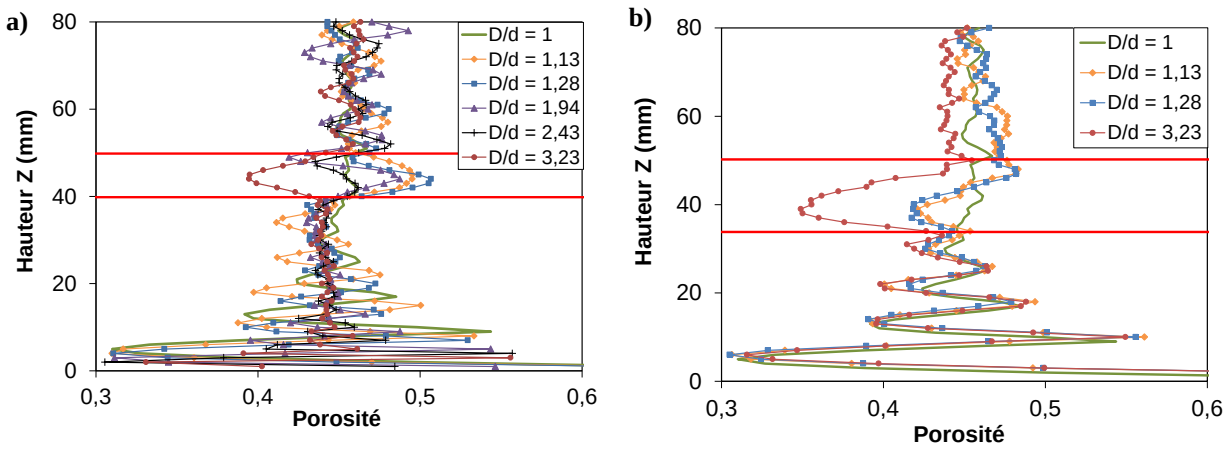


Figure A-2 : Profils verticaux de porosité en fonction du rapport entre le diamètre des grosses billes *D* et le diamètre des petites billes *d* : a) grosses billes au-dessus des petites b) petites billes au-dessus des grosses. La zone de transition granulaire est représentée par les lignes rouges horizontales.

Ces résultats peuvent être exprimés en termes de rapport entre la porosité mesurée dans la zone d'interface granulaire et la porosité moyenne du reste du milieu (Figure A-3). Dans le cas des grosses billes au-dessus des petites, on retrouve sur cette figure l'augmentation constatée de porosité à l'interface pour des rapports de taille faibles puis la diminution de la porosité à partir d'un rapport supérieur à 2,5. D'autre part, il semble que la diminution de porosité se stabilise aux alentours de 93% de la porosité moyenne à partir d'un rapport de diamètre supérieur à 3. Ce constat nécessiterait toutefois d'être confirmé par de nouvelles simulations avec des rapports de tailles plus élevés.

Dans le contexte de l'érosion de contact, le rapport de taille entre les grains de chaque couche est toujours supérieur à 10, de manière à ce que les pores du sol grossier soient suffisamment grands pour laisser passer les particules du sol fin. Dans ce cas, il y a donc systématiquement une réduction de la porosité du milieu à l'interface.

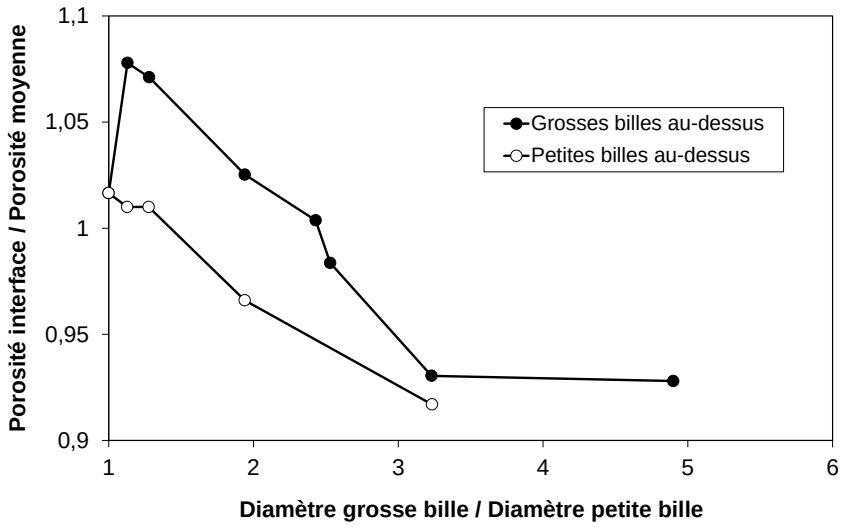


Figure A-3 : Variation de la porosité en fonction du ratio de diamètres.

Annexe 2 : Expression explicite du diagramme de Shields proposée par Cao et al. (2006)

Une expression explicite d'un ajustement du diagramme de Shields présenté par Yalin et al. (2001) a été proposée par Cao et al. (2006). L'ajustement est réalisé par trois segments de courbe (Figure A-4), dont les équations sont données ci-après, en fonction du nombre de Reynolds défini par l'auteur : $Re_{Cao} = d\sqrt{sgd}/\nu$.

$$\Theta_c = \frac{(1 + (0{,}0223 Re_{Cao})^{2{,}8358})^{0{,}3542}}{3{,}0964 (Re_{Cao})^{0{,}6769}} \qquad si \;\; 6{,}61 < Re_{Cao} < 282{,}84 \qquad \text{(A.1)}$$

$$\Theta_c = 0{,}1414 Re^{-0{,}2306} \qquad si \;\; Re_{Cao} \leq 6{,}61 \qquad \text{(A.2)}$$

$$\Theta_c = 0{,}045 \qquad si \;\; Re_{Cao} \geq 282{,}84 \qquad \text{(A.3)}$$

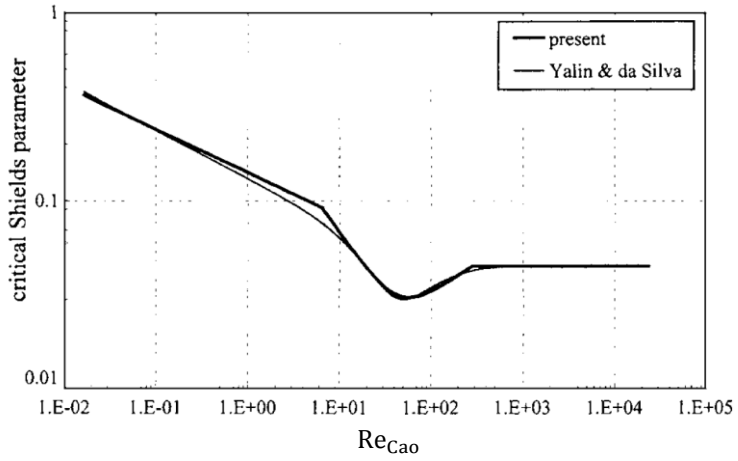


Figure A-4 : Courbe de Shields proposée par Yalin et al. (2001), et ajustement par Cao et al. (2001), noté « present » sur le graphique. Extrait de Cao et al. (2001)

Annexe 3 : Essais d'EC à l'échelle de l'échantillon réalisés au LTHE

3.1 Configuration C1

Date	Sol fin	Sol grossier	Surcharge (kPa)	U_{crit} (m/s)
25/04/07	Sablon de l'Isère	G2	10	0,017
29/04/07	Sablon de l'Isère	G2	10	0,019
30/04/07	Sablon de l'Isère	G2	10	0,021
08/05/07	Sablon de l'Isère	G2	10	0,019
11/05/07	Sablon de l'Isère	G2	10	0,020
18/05/07	Sablon de l'Isère	G2	10	0,019
01/02/07	Sablon de l'Isère	G1	50	0,018
07/02/07	Sablon de l'Isère	G1	50	0,022
01/03/07	Sablon de l'Isère	G1	50	0,021
14/03/07	Sablon de l'Isère	G1	50	0,019
20/03/07	Sablon de l'Isère	G1	50	0,021
23/03/07	Sablon de l'Isère	G1	50	0,017
29/03/07	Sablon de l'Isère	G1	50	0,020
30/03/07	Sablon de l'Isère	G1	10	0,022
07/04/07	Sablon de l'Isère	G1	10	0,023
06/07/07	Sablon de l'Isère	G1	10	0,021
07/03/08	Sablon de l'Isère	G0	50	0,018
10/03/08	Sablon de l'Isère	G0	50	0,017
13/03/08	Sablon de l'Isère	G0	50	0,017
18/03/08	Sablon de l'Isère	G0	50	0,017
28/03/08	Sablon de l'Isère	G0	50	0,018
02/04/08	Sablon de l'Isère	G0	50	0,022
07/04/08	Sablon de l'Isère	G0	50	0,021
26/08/08	Sablon de l'Isère	G0	200	0,019
18/04/08	Sablon de l'Isère	M0	50	0,021
30/04/08	Sablon de l'Isère	M0	50	0,020
08/10/08	Sablon de l'Isère	S0	50	0,030
05/03/2009	Sablon de l'Isère	G1	50	Palier long
19/03/2009	Sablon de l'Isère	G1	50	Palier long
31/03/2009	Sablon de l'Isère	G1	50	Palier long
06/04/2009	Sablon de l'Isère	G1	50	Palier long
09/04/2009	Sablon de l'Isère	G1	50	Palier long
20/04/2009	Sablon de l'Isère	G1	50	Cyclique
06/05/2009	Sablon de l'Isère	G1	50	Cyclique
29/05/2009	Sablon de l'Isère	G1	50	Palier long
11/06/2009	Sablon de l'Isère	Conduit		
18/06/2009	Sablon de l'Isère	Conduit		
23/06/2009	Sablon de l'Isère	G2	50	Rampe
25/06/2009	Sablon de l'Isère	G2	50	Rampe
14/01/2010	Sablon écrêté à 112µm	G2	2	Cyclique
29/08/08	20%-Illite / 80%-NE34	G2	50	0,031
04/09/08	20%-Illite / 80%-NE34	G2	50	0,031
08/09/08	20%-Illite / 80%-NE34	G1	50	0,025

12/09/08	20%-Illite / 80%-NE34	G0	50	0,056
26/05/08	Sable NE34	G2	10	0,021
17/07/08	Sable NE34	G2	50	0,022
25/09/08	Sable NE34	G1	50	0,020
26/05/2009	Sable NE34	G1	50	Palier long
28/05/08	Sable NE34	G0	10	0,016
12/02/09	Sable NE34	M0	50	-
15/06/2009	Sable NE34	Conduit	50	50
17/06/2009	Sable NE34	Conduit	50	50
23/10/08	25%-Sablon / 75%-NE34	G0	50	0,013
28/10/08	25%-Sablon / 75%-NE34	G1	50	0,014
05/11/08	25%-Sablon / 75%-NE34	G2	50	0,019
13/11/08	25%-Sablon / 75%-NE34	G2	50	0,019
20/11/08	25%-Sablon / 75%-NE34	M0	50	0,013
02/12/2008	25%-Sablon / 75%-NE34	G2		Calibration vessie
21/07/08	10%-Illite / 90%-NE34	G2	50	0,018
30/07/08	10%-Illite / 90%-NE34	G2	200	0,020
28/07/08	10%-Illite / 90%-NE34	G1	50	0,018
06/08/08	10%-Illite / 90%-NE34	G1	200	0,020
23/07/08	10%-Illite / 90%-NE34	G0	50	0,016
04/08/08	10%-Illite / 90%-NE34	G0	200	0,017
22/08/08	10%-Illite / 90%-NE34	M0	50	0,028
16/09/08	10%-Illite / 90%-NE34	M0	50	0,023
25/08/08	10%-Illite / 90%-NE34	M0	200	0,017
15/10/08	10%-Illite / 90%-NE34	S0	50	0,031
16/05/2008	Illite	G0	30	-
20/05/2008	Illite	G2	20	-
12/08/2008	Illite	G2	50	0,090
15/04/2009	Limon d'Orly	G1	50	0,062
17/04/2009	Limon d'Orly	G1	50	0,061
05/05/2009	Limon d'Orly	G2	50	0,056
04/06/2009	Limon d'Orly	G2	50	0,077
16/07/2009	Limon d'Orly	G2	50	0,047
01/09/2010	5%-Illite / 95%-NE34	G2	50	0,020
23/02/2010	Kaolinite	G2	50	0,064
27/08/2010	5%-Kaolinite / 95%-NE34	G2	50	0,020
30/08/2010	25%-Kaolinite / 75%-NE34	G2	50	0,035
02/09/2010	30%-Kaolinite / 70%-NE34	G2	50	0,046
25/02/2010	Montmorillonite	G2	50	0,140
25/01/2010	Limon de Vallabregue	G2	50	0,070

Tableau A-1 : Synthèse des essais d'EC réalisés à l'échelle de l'échantillon au LTHE avec la configuration C1

3.3 Configuration C2

Date	Sol fin	Sol grossier	P(kPa)	CL*	U_{crit} (m/s) Seuil 1	U_{crit} (m/s) Seuil 2
11/02/2010	Limon d'Ampuis	G2	30	1	0,009	0,016
07/03/2011	Limon d'Ampuis livré	G2	30	2	0,125	
16/06/2010	Limon BLV (BLV1)	G2	30	2	0,047	0,050
18/06/2010	Limon BLV (BLV2)	G2	30	2		0,023
12/05/2009	Limon d'Orly	G1	30	1	> 0,057	
10/07/2009	Limon d'Orly	G2	30	1	0,080	0,095
21/07/2009	Limon d'Orly	G2	30	1	0,080	
21/07/2009	Limon d'Orly	G2	30	1	> 0,101	
23/04/2009	Sablon de l'Isère	G0	30	1	0,009	0,020
05/06/2009	Sablon de l'Isère	G0	30	1	Essai référence	
09/06/2009	Sablon de l'Isère	G0	30	1	Problème	
02/07/2009	Sablon de l'Isère	G1	30	1	0,011	0,025
10/06/2010	Limon Sault Brenaz	G2	30	2	> 0,108	
14/06/2010	Limon Sault Brenaz	G2	30	1	> 0,107	
04/02/2010	Limon Vallabregue	G2	30	2	0,100	
16/02/2010	Limon Vallabregue	G2	30	2		0,115

*CL : Conditions aux limites, sans gravier fin sur les côtés (1) ou avec (2)

Tableau A-2 : Synthèse des essais d'EC réalisés à l'échelle de l'échantillon au LTHE avec la configuration C2

Annexe 4 : Description des essais à l'échelle de l'ouvrage

Essai	Forme	Recharge	Gravier	Limon	Observation	Date	Durée
1	Epaisseur Cste	Sans	12/20mm	BLV	Fontis amont	07/2010	99h
2	Epaisseur Cste	Sans	12/20mm	BLV	Fontis amont	09/2010	166h
3	Epaisseur Cste	Sans	20/40mm	BLV	Érosion amont	10/2010	175h
4	Talus	20cm de 20/40mm	20/40mm	BLV	Renard	11/2010	200h
5	Talus	20cm de 20/40mm	20/40mm	BLV	Erosion régressive	01/2011	200h
6	Talus	20cm de 20/40mm	20/40mm	BLV	Renard	02/2011	35h
7	Talus	20cm de 20/40mm	20/40mm	Ampuis	Pas d'érosion	03/2011	336h
8	Talus	20cm + Géotextile	20/40mm	BLV	Renard	04/2011	114h
9	Talus	50cm dont 30cm de 2/6mm	20/40mm	BLV	Renard	06/2011	~120h

Tableau A-3 : Résumé des essais à grande échelle réalisés

4.1 Essai 1 : Géométrie 1 / Limon de BLV / Gravier 12-20mm

4.1.1 Schéma de l'ouvrage

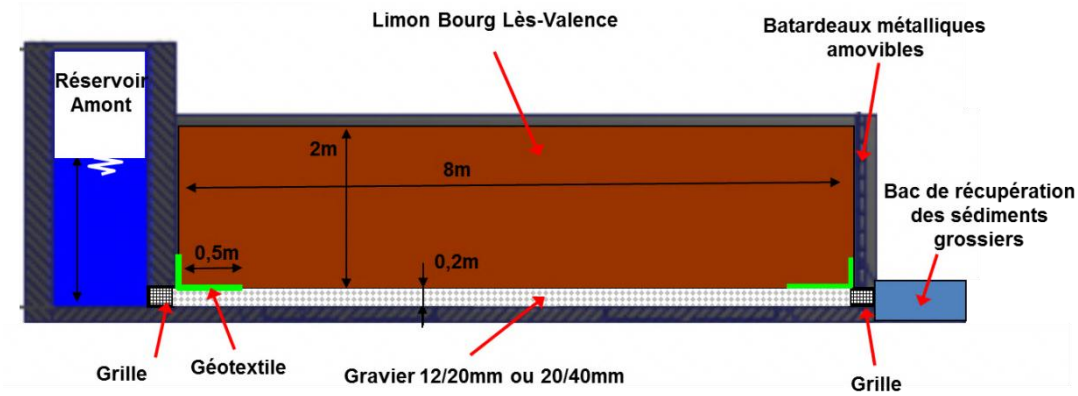


Figure A-5 : Coupe type des essais 1 à 3. Longueur de géotextile variable selon les essais.

4.1.2 Déroulement de l'essai

L'essai 1 commence lundi 02/08/11 à 8 h, pour se terminer vendredi 06/08/11 à 12h, après 99 h d'essais et 4 paliers (Figure A-6).

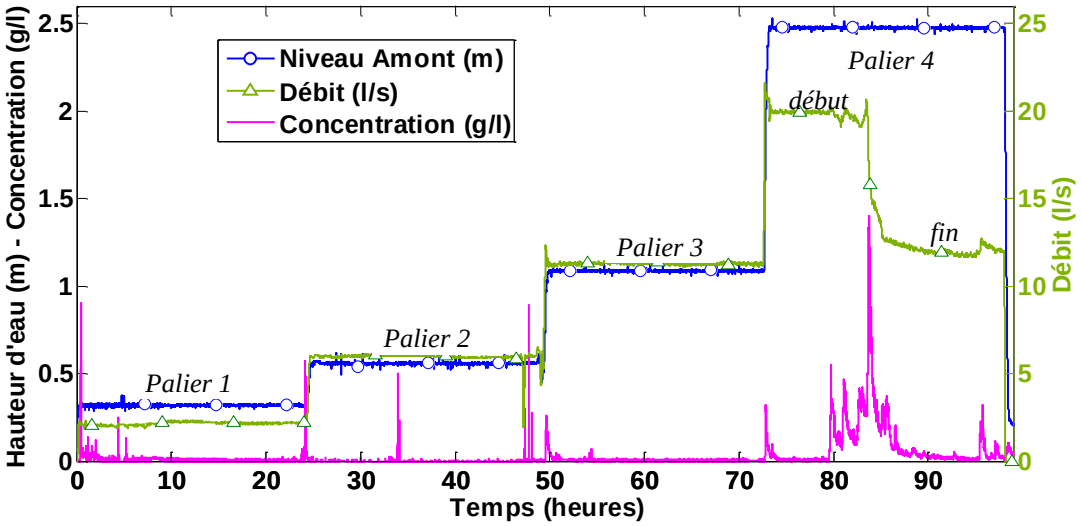


Figure A-6 : Résultats de l'essai 1.

Lors des 3 premiers paliers, des pics de transport solide sont observés au moment des changements de charge amont et au moment de la collecte des sédiments dans le bac. En effet, le ramassage provoque une mise en suspension d'une partie des fines déposées. Ces pics de transport durent au maximum 1 h, le transport s'arrêtant ensuite. Au dernier palier (2,5 m de charge et 20 l/s), à la 79ème heure d'essai, une érosion intense se déclenche subitement. Cette érosion est localisée à l'amont d'après les échantillons prélevés par le biais des piquages. A

partir de la 83ème heure, le débit commence à diminuer sans que la charge amont n'ait été modifiée. La ligne de charge dans les graviers devient très raide à l'aval, indiquant une baisse de perméabilité à cet endroit (Figure A-7). Quelques heures plus tard, la concentration de l'effluent diminue à son tour traduisant un ralentissement de l'érosion. A partir de la 84ème heure, un tassement global de la surface est mesuré à l'aval (Figure A-8). A la 96ème heure, un fontis apparaît en surface au contact du mur amont (Figure A-9). A la 99ème heure, juste avant la fin de l'essai, le débit s'est stabilisé autour de 12 l/s et la concentration est retombée à une valeur proche de zéro.

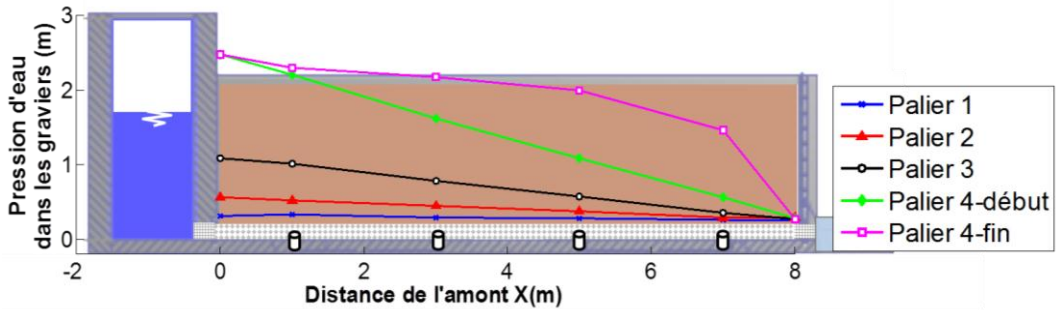


Figure A-7 : Evolution de la ligne de charge dans les graviers au cours de l'essai 1 (piquages servant à la mesure schématisés par des cylindres). « Palier 4-début » et « Palier 4-fin » correspondent au palier 4 avant et après l'érosion intense et la baisse de débit.

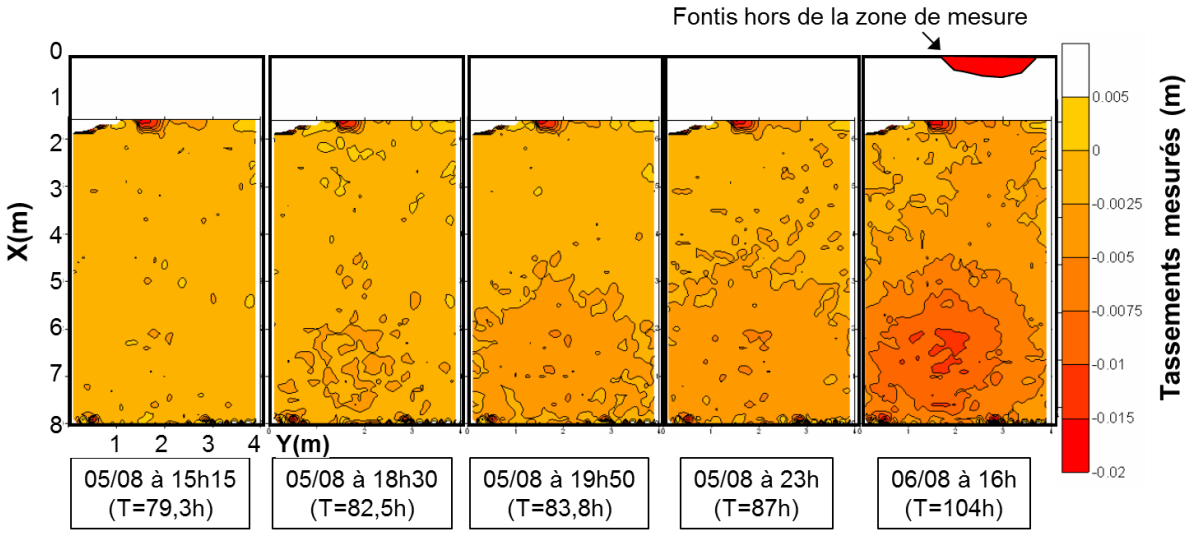


Figure A-8 : Tassements mesurés en surface de l'essai 1.

Figure A-9 : Fontis apparu à la surface du limon, au contact du mur amont, à la 96ème heure de l'essai 1.

4.1.3 Interprétation et conclusions

Au début de l'essai, on observe des pics d'érosion transitoires à chaque changement de paliers, similaires à ce qui est observé à l'échelle de l'échantillon (*Cf.* Chapitre I), pouvant correspondre à un lessivage de la couche de gravier. Ensuite, une érosion plus intense se déclenche subitement au dernier palier (3,5cm/s de vitesse de Darcy moyenne dans les graviers et un gradient hydraulique de 0,28), générant un très fort transport de particules. Ce fort transport entraîne un colmatage de la couche de gravier à l'aval qui provoque à son tour une baisse de débit et une diminution de l'érosion : le processus s'arrête. Le fontis en surface apparaît 17h après le début de l'érosion intense, probablement suite à la progression vers le haut, par effondrements successifs, d'une cavité générée à l'interface par l'érosion. Sa localisation au contact du mur amont laisse suspecter que sa création ou sa progression a été favorisée à cet endroit par un effet de bord lié au mur. On pense à un écoulement préférentiel le long du mur ou une distribution des contraintes différente. Pourtant, un géotextile avait était mis en place sur les 50 premiers centimètres de l'interface pour justement éviter l'influence du mur sur le processus. Ce géotextile n'a manifestement pas été suffisant.

4.2 Essai 2 : Géométrie 1 / Limon de BLV / Gravier 12-20mm

4.2.1 Schéma de l'ouvrage

Le schéma de l'ouvrage est similaire à celui de l'essai 1 (*Cf.* §4.1.1). Quelques modifications ont néanmoins été apportées pour tenter d'éliminer l'effet de bord probable observé pour l'essai 1 : la longueur d'interface couverte par le géotextile à l'amont passe de 50 cm à 1 m, des joints silicones sont réalisés sur le mur amont pour stopper les écoulements préférentiels et du gravier est ajouté dans le réservoir, devant les grilles d'entrée, pour diminuer l'influence des remous dans le réservoir sur l'écoulement dans le modèle.

4.2.2 Déroulement de l'essai

L'essai 2 commence lundi 06/09/10 à 9h50 pour se terminer lundi 13/09/10 à 8 h, après 164 h d'essais et 7 paliers (Figure A-10). Suite aux résultats de l'essai 1, il est décidé de réaliser un palier long à 2 cm/s, pour vérifier si une érosion intense peut se déclencher pour une durée plus longue que 24 h (durée des paliers de l'essai 1) à une vitesse d'écoulement plus faible (3,5 cm/s à l'essai 1). Lors des 4 premiers paliers, de façon similaire à l'essai 1, des pics de transport solide sont observés au moment des changements de charge amont. Au quatrième palier (1,28 m de charge et 12 l/s), à la 45ème heure d'essai, une érosion intense se déclenche subitement. Le débit augmente d'abord durant quelques minutes avant de diminuer fortement entraînant à son tour une diminution du transport solide. La charge est alors augmentée de nouveau pour atteindre 2,2 m, puis 2,45 m, générant un résultat similaire : brève augmentation de débit puis diminution du transport solide. A la 68ème heure d'essai, un fontis apparaît à la surface, au même endroit que pour l'essai 1 (Figure A-11). La charge amont est ensuite maintenue à 2,4 m durant 60 h pour étudier la stabilité de l'ouvrage qui est fortement dégradé par l'érosion mais semble se stabiliser. Aucune nouvelle érosion n'est alors observée, confirmant la tendance à la stabilisation. Après la fin de l'essai, un deuxième fontis apparaît en surface, un peu plus à l'aval.

Au démontage, des zones sont identifiées sous les fontis où le limon est devenu très sableux et paraît moins compact. Dans ces zones, le limon paraît avoir été remanié et la fraction fine du sol lessivée (Figure A-11-b).

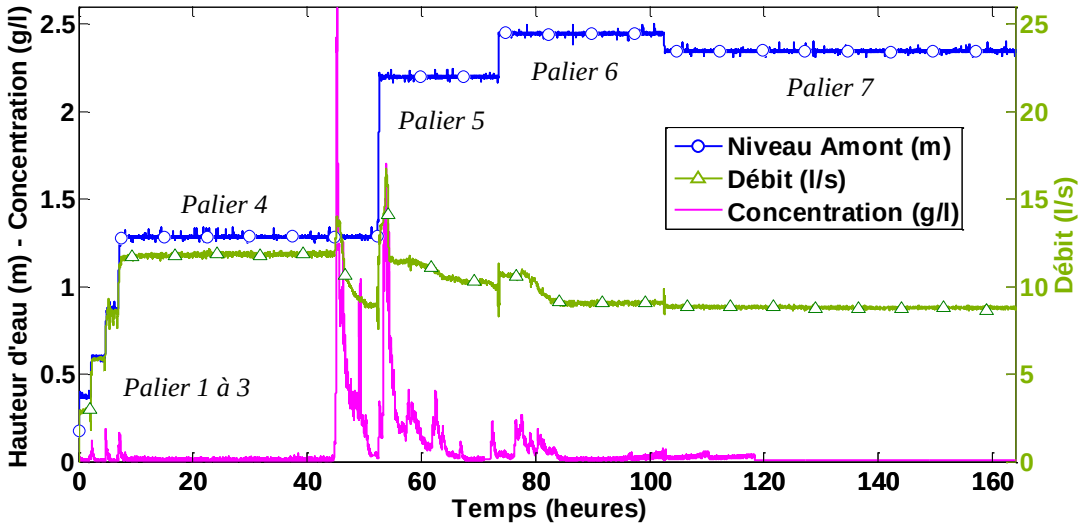


Figure A-10 : Résultats de l'essai 2.

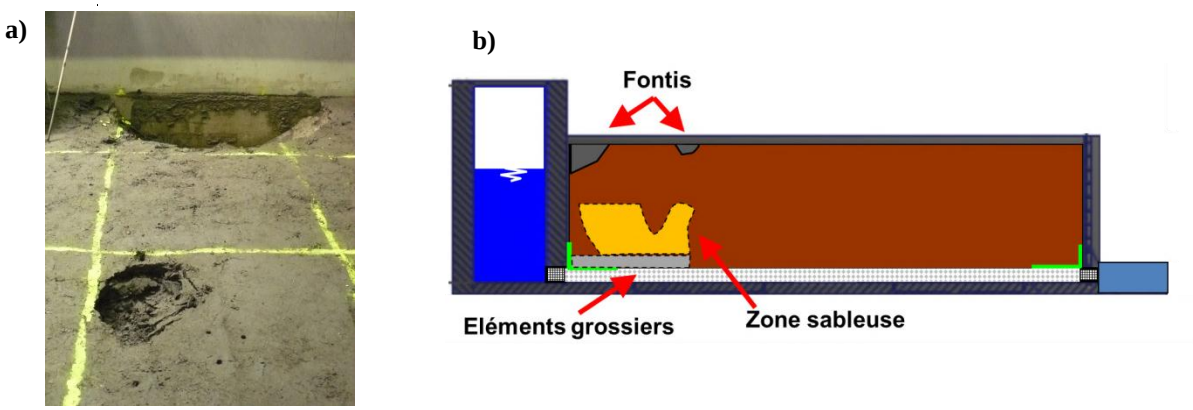


Figure A-11 : a) Fontis à la surface du modèle à la fin de l'essai 2. b) Observations au démontage.

4.2.3 Interprétation et conclusions

Le début d'essai est similaire à l'essai 1, avec des pics transitoires de transport au moment des changements de palier. De façon identique, une érosion intense se déclenche subitement, mais cette fois après 37 h de palier (au lieu de 7 h) et à une charge et une vitesse plus faible que pour l'essai 1 (1,28 m de charge et 2 cm/s au lieu de 3,5 m de charge et 3,5 cm/s). Ce résultat pose une question, l'érosion aurait-elle pu se déclencher à une vitesse plus faible pour un palier encore plus long ?

Au moment de l'érosion intense, on observe une brève augmentation du débit que l'on attribue à la formation d'une cavité ou d'un conduit au-dessus de l'interface, au sein du limon, drainant une part de l'écoulement. Comme pour l'essai 1, l'érosion intense génère un fort transport qui colmate les graviers et entraîne une baisse du débit, puis de l'érosion. L'augmentation suivante de charge relance l'érosion mais celle-ci s'arrête de nouveau suite au

colmatage. Les 80 dernières heures montrent que malgré sa dégradation, l'ouvrage a atteint un état stable à cette échelle de temps.

Le fontis est apparu au même endroit que pour l'essai 1. Les mesures prises pour éviter l'effet de bord n'ont donc pas été efficaces. On constate pourtant que les joints silicones ont bien empêché l'écoulement au contact du mur, où le sol semble intact, mais le fontis s'est propagé 10 cm à l'aval. L'effet de bord est donc, sans doute, plutôt lié aux conditions d'écoulement à l'interface à cet endroit qui en font une zone d'érosion préférentielle, ou à l'état de contrainte mécanique, influencé par le mur.

4.3 Essai 3 : Géométrie 1 / Limon de BLV / Gravier 20-40mm

4.3.1 Schéma de l'ouvrage

Le schéma de l'ouvrage est similaire à celui des essais 1 et 2 (*Cf.* §4.1.1). Un gravier plus grossier a été utilisé (20/40 mm au lieu de 12/20 mm) pour essayer de limiter le colmatage observé aux précédemment. Un effet de bord étant toujours suspecté lors de l'essai 2, le géotextile a de nouveau été rallongé pour atteindre 2 m. La paroi amont a d'autre part été rainurée à la disqueuse pour augmenter le frottement mécanique qu'elle exerce sur le sol. Enfin, les banquettes latérales ont été élargies pour ne laisser que 2,1 m disponibles au centre du modèle pour l'écoulement. De cette manière le débit d'alimentation nécessaire a été réduit de 30 %.

4.3.2 Déroulement de l'essai

L'essai 3 commence lundi 08/10/10 à 8h30 pour se terminer lundi 15/10/10 à 16h, après 175 h d'essais et 5 paliers (Figure A-12). Un palier long est cette fois réalisé à 0,3 m de charge et 0,5 cm/s de vitesse moyenne. Aucune érosion ne se déclenche. A la 75ème heure, une coupure de courant entraîne l'arrêt temporaire de la pompe. Cet évènement ne semble pas provoquer de perturbations au niveau des capteurs. La charge est donc augmentée au palier suivant à 43 cm. On assiste alors à une perte progressive de perméabilité, dû à un colmatage par des oxydes de fer, qui seront identifiés plus précisément lors de l'essai 4. Au palier 3 (97 cm de charge et 2 cm/s au début du palier), une érosion intense se déclenche et un comportement similaire aux essais 1 et 2 est observé : augmentation puis diminution du débit. Les deux nouvelles augmentations de charge aux paliers 4 et 5 ne provoquent que de faibles pics d'érosion. Aucun fontis n'apparaît en surface. Au démontage, de nouvelles zones sableuses sont identifiées ainsi que des zones décompactées, toujours au contact de la paroi amont (Figure A-13).

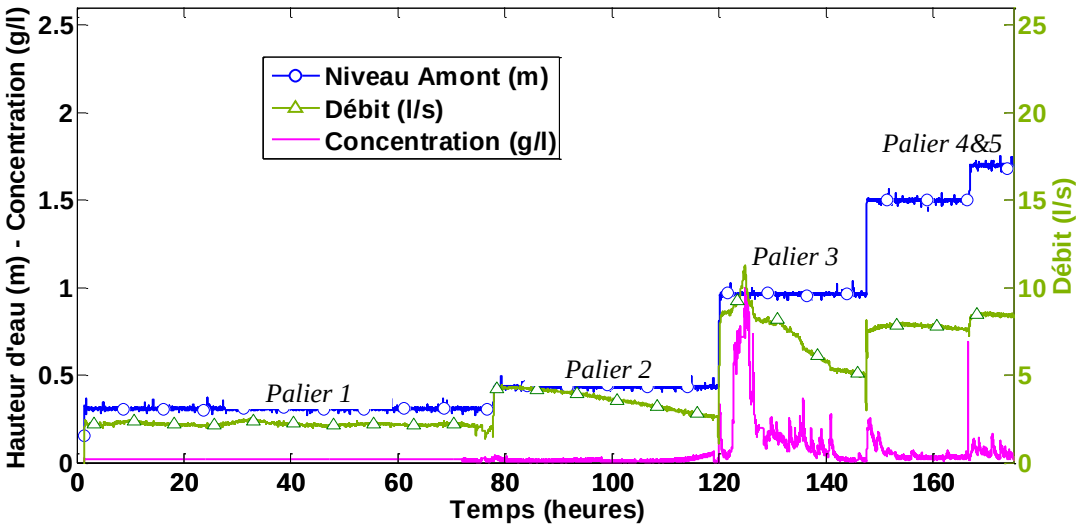


Figure A-12: Résultats de l'essai 3.

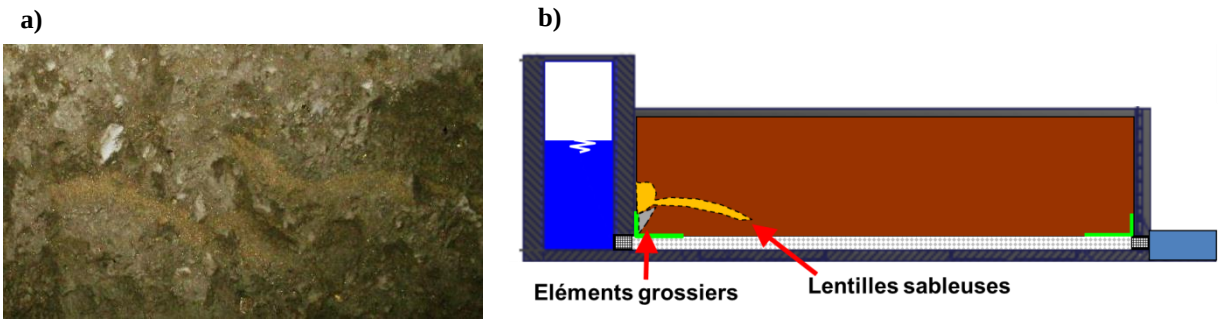


Figure A-13 : a) Lentilles sableuses observées au démontage. b) Schéma des observations au démontage de l'essai 3.

4.3.3 Interprétation et conclusions

Aucune érosion n'est observée à 0,5 cm/s, même après 80 h de palier. Le déclenchement d'une érosion intense se produit pour la même vitesse d'écoulement que pour l'essai 2 (2 cm/s) mais pour une durée après le changement de palier bien plus courte (3 h au lieu de 37 h). L'évolution du processus est ensuite similaire à celle des essais 1 et 2, avec augmentation du débit puis diminution liée au colmatage et disparition progressive du transport solide. Les deux augmentations de charge qui suivent, à 1,5 m puis 1,7 m, ne provoquent qu'une faible reprise de l'érosion de façon similaire à ce qui a été observé à l'essai 2.

4.4 Essai 4 : Géométrie 2 / Limon de BLV / Gravier 20-40mm

4.4.1 Schéma de l'ouvrage

L'essai 4 a été réalisé avec un talus de pente 1:3, surmonté d'une recharge en gravier de 20cm d'épaisseur (comptée verticalement). Les batardeaux à l'aval ont été retirés. Une longueur de 1,5m de géotextile a été mise en place à l'amont, consolidées par 1m de polyane étanche dans l'objectif d'améliorer encore les conditions d'entrée de l'eau dans le modèle.

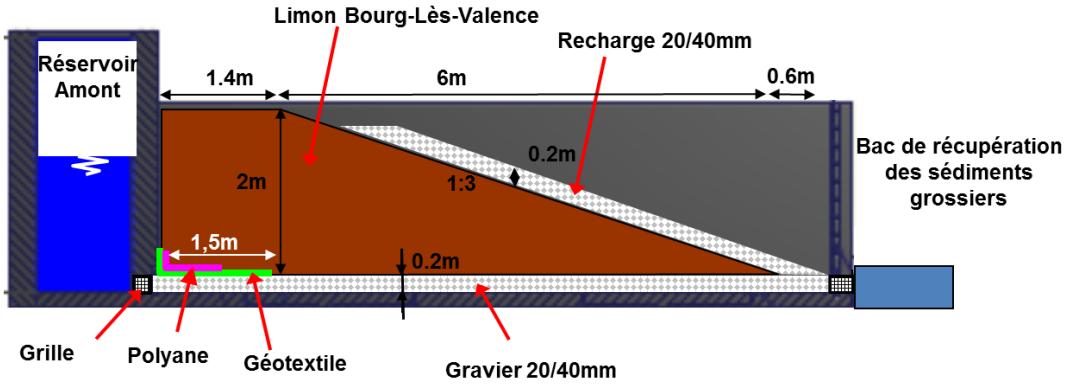


Figure A-14 : Schéma de l'ouvrage de l'essai 4.

4.4.2 Déroulement de l'essai

L'essai 4 commence mardi 16/11/10 à 8h30 pour se terminer mercredi 24/11/10 à 19 h, après 200 h d'essais et 5 paliers (Figure A-15). Un palier de 50 h est d'abord réalisé à 33 cm de charge puis un palier de 100 h à 45 cm, sans qu'aucune érosion, excepté le pic initial, ne se développe. Au deuxième palier, on observe une baisse progressive du débit, attribuée à un colmatage par des oxydes de fer, de façon similaire au palier 2 de l'essai 3 (Figure A-17). Aux paliers 3 et 4, il n'est toujours aucune érosion particulière. Puis, au palier 5, à 2,8 cm/s et 1,7m de charge, on constate d'abord une augmentation de la concentration en particules, quelques heures après le changement de palier, puis une augmentation progressive du débit (Figure A-16). La charge hydraulique dans la couche de gravier de base diminue à l'amont et augmente à l'aval (Figure A-18). A 199,5 h, un suintement est observé dans la recharge, suivi quelques minutes après par un pic de concentration de l'effluent. Le suintement s'élargit rapidement, déplace les graviers, jusqu'à ce qu'on devine la sortie d'un véritable conduit (Figure A-19). A 200,2 h, la pompe atteint son maximum de capacité et la charge amont ne peut plus être maintenue constante. C'est la fin de l'essai à charge imposée et les 2 h suivantes sont réalisées à débit imposé (débit maximum de la pompe).

L'essai est ensuite arrêté et le conduit fait l'objet d'observations depuis l'aval grâce à une caméra montée sur un bras (Figure A-20-a). Au démontage, le conduit est localisé précisément (Figure A-20-b).

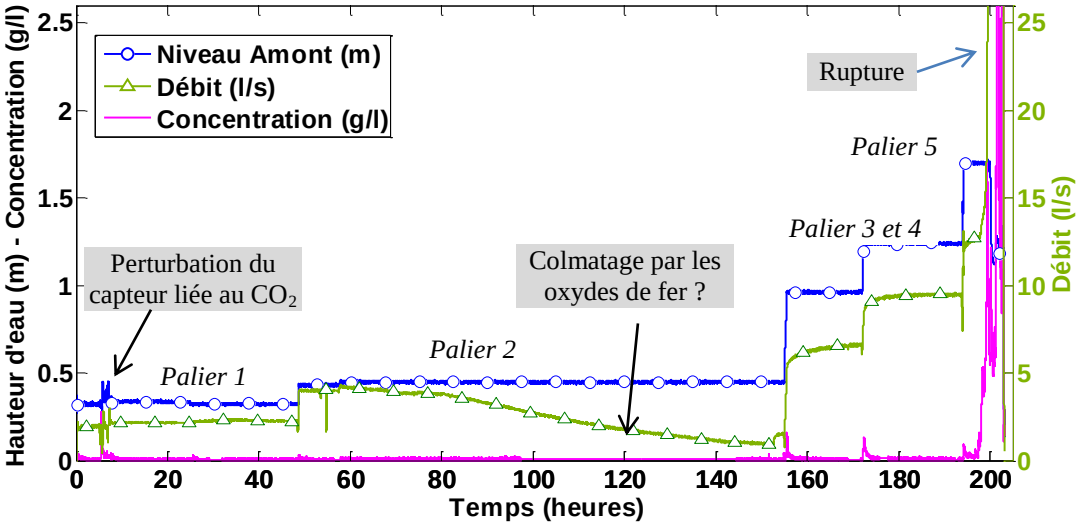


Figure A-15 : Résultats de l'essai 4.

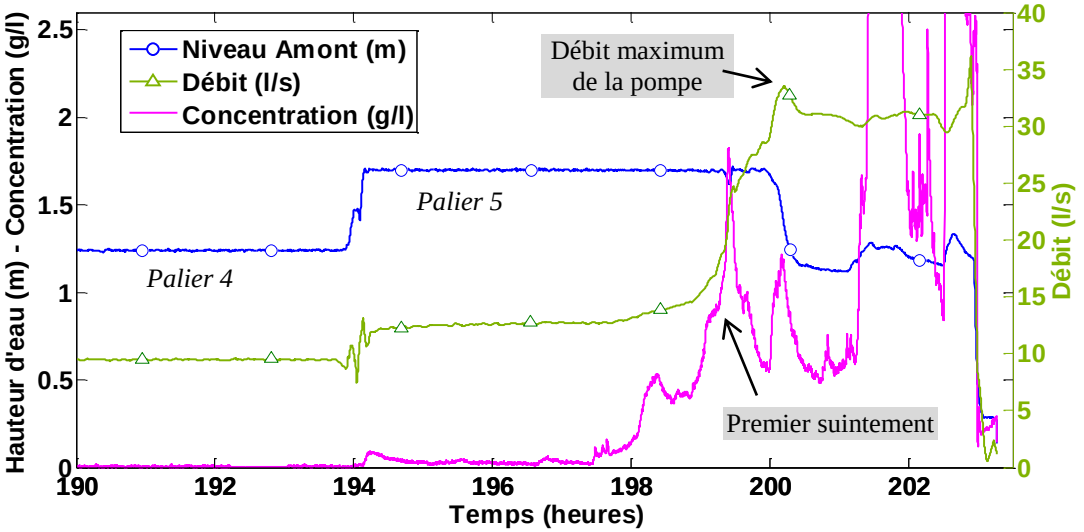


Figure A-16 : Résultats de l'essai 4 (Détail au moment de la rupture).

Figure A-17 : Oxydes de fer responsables du colmatage des graviers (essai 4).

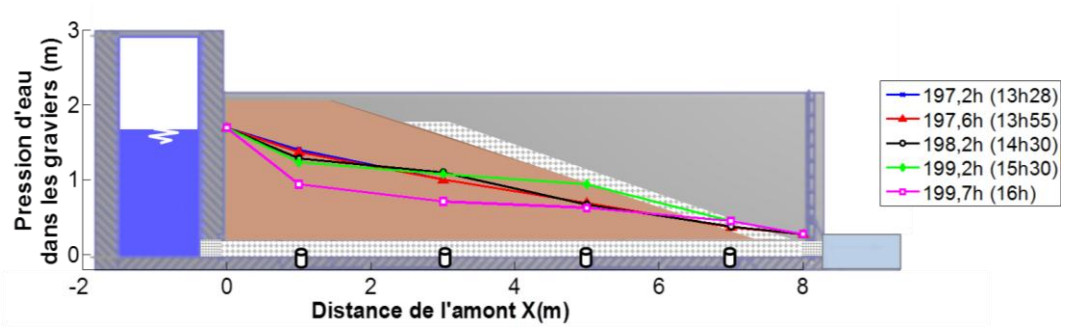


Figure A-18 : Evolution de la ligne de charge mesurée dans les graviers au moment de la rupture (essai 4).

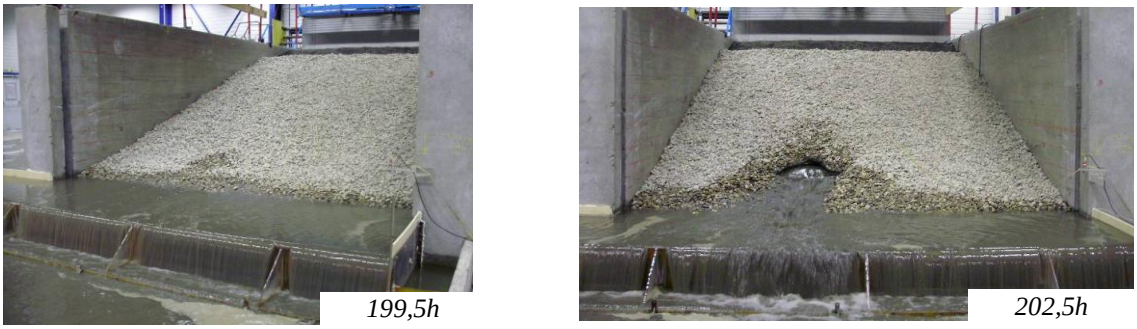


Figure A-19 : Evolution du modèle vu de l'aval au moment de la rupture (essai 4).

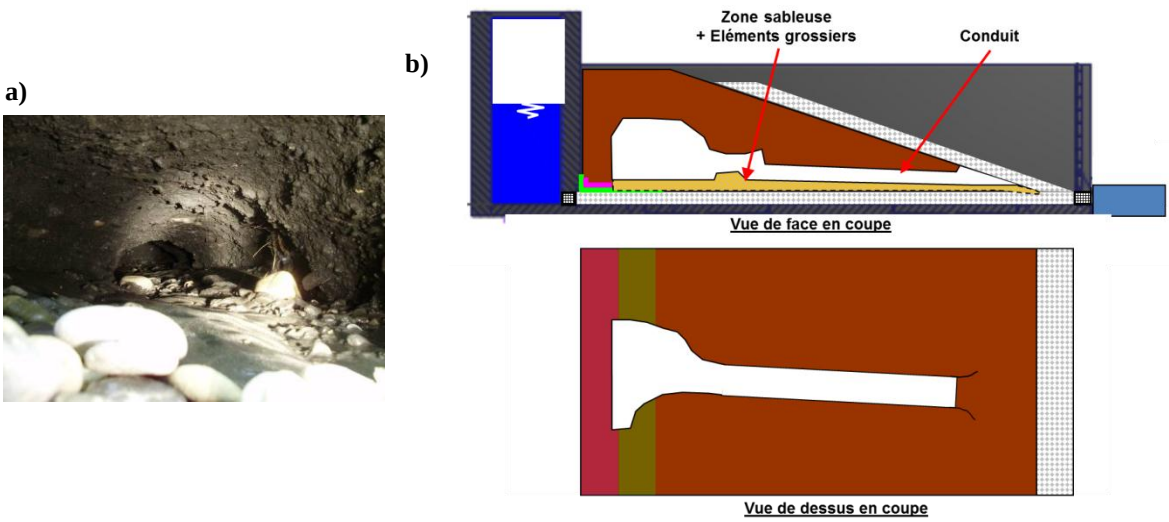


Figure A-20 : a) Intérieur du renard. b) Localisation du renard observé au démontage (essai 4).

4.4.3 Interprétation et conclusions

L'eau utilisée dans le modèle est pompée directement dans la nappe. Elle est relativement chargée en fer et en magnésium, ce qui favorise la formation d'oxydes de fer lorsque l'eau est en contact avec l'air. Ce développement est éventuellement couplé à celui d'organismes biologiques. Des mesures de perte au feu réalisées sur ces précipités donnent

des valeurs de l'ordre de 10 %, ce qui indique qu'ils sont composés en majorité de matière non organique. C'est très vraisemblablement la raison du colmatage observé au palier 2 de cet essai. A vitesse plus élevée, ces composées sont entrainés par l'écoulement et ne génèrent plus de colmatage.

Au dernier palier, une cavité se forme au-dessus de l'interface à l'amont, générant une érosion intense, puis se propage vers l'aval. Cette cavité draine une partie de l'écoulement, ce qui entraîne une augmentation du débit total. Le conduit débouche ensuite dans la recharge et s'élargit jusqu'à devenir un véritable renard hydraulique traversant l'ouvrage. Le relevé réalisé au démontage indique que le conduit est quasiment rectiligne, avec un diamètre compris entre 20 et 40 cm. Le conduit s'élargit et devient une grande cavité à l'amont.

4.5 Essai 5 : Géométrie 2 / Limon de BLV / Gravier 20-40mm

4.5.1 Schéma de l'ouvrage

La cavité de grande taille qui s'est formée à l'amont de l'ouvrage lors de l'essai 4 nous a conduit à suspecter encore un effet de bord à l'amont et à modifier les conditions de l'arrivée d'eau dans le modèle. Une colonne en gravier est ainsi mise en place au contact du mur amont pour éviter des reports de charge et générer une arrivée d'eau sur toute la hauteur du modèle. Les mesures de déformation et température par fibre optique au sein du limon sont d'autre part mises en place à partir de cet essai.

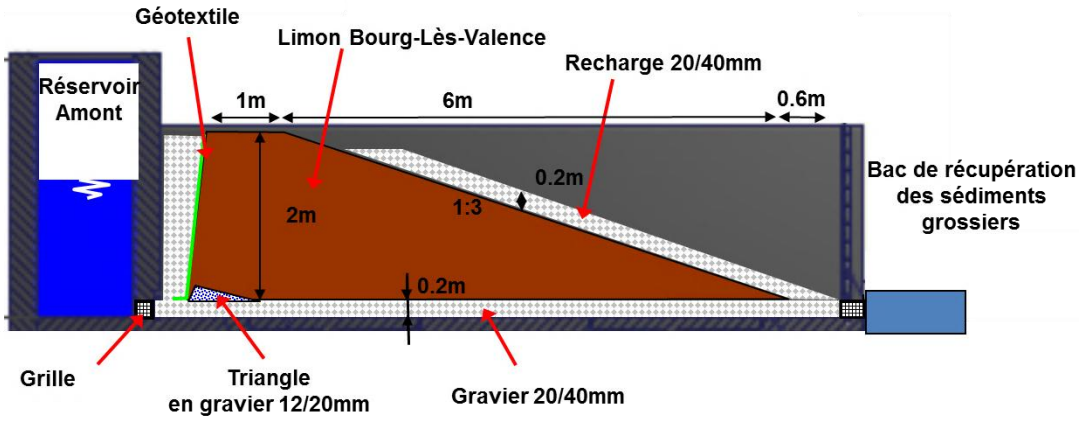


Figure A-21 : Schéma de l'ouvrage de l'essai 5.

4.5.2 Déroulement de l'essai

L'essai 5 commence lundi 17/01/11 à 9h pour se terminer mardi 25/01/11 à 19h, après 200 h d'essais et 5 paliers (Figure A-22).

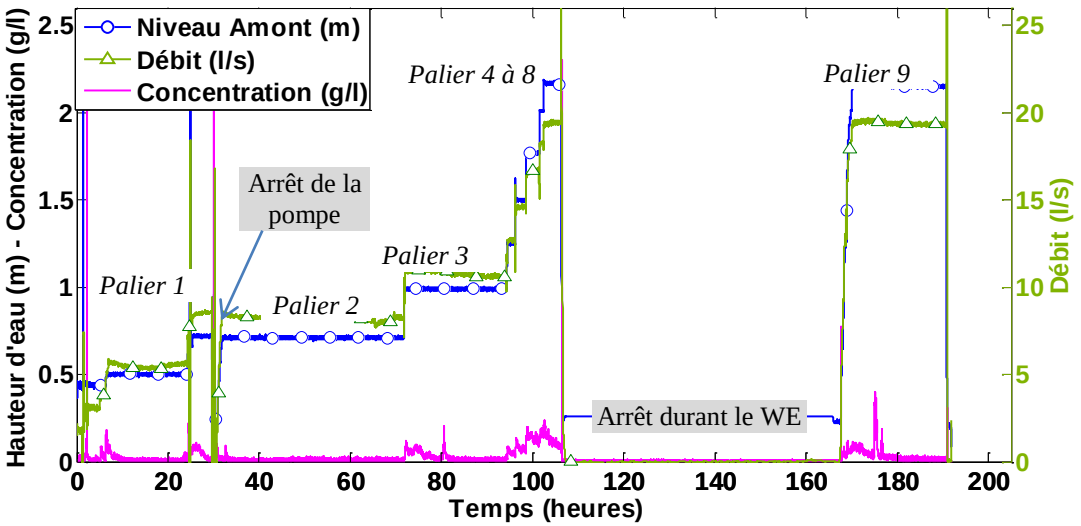


Figure A-22 : Résultats de l'essai 5.

Durant les 2 premiers paliers, des pics d'érosion classiques sont observés. A la 27ème heure d'essai, la pompe d'alimentation s'arrête suite à un déjaugeage. Après 2 essais infructueux de remise en route de la pompe, celle-ci redémarre finalement 1h10 après s'être arrêtée. Durant cet arrêt, le niveau d'eau dans le réservoir est retombé à 26 cm sans provoquer, a priori, d'entrée d'air dans les graviers. Lors de la reprise de l'essai, la turbidité reste faible. Néanmoins, on mesure, grâce à la photogrammétrie, l'apparition de deux zones de tassements de la recharge en pied de digue, de l'ordre de 2-3 cm. Au 3ème palier, un pic d'érosion de plus forte intensité est observé. Les zones de tassements deviennent plus importantes, principalement dans le nuit de jeudi à vendredi, jusqu'à atteindre 15cm localement. Le vendredi 21/01, aucune rupture n'ayant été observée, la charge est montée progressivement durant la journée jusqu'à 2,1 m. Une turbidité importante est observée mais qui tend à diminuer avec le temps. L'essai est arrêté à la 105ème heure. Il est ensuite décidé de relancer l'essai le lundi suivant pour 24 heures à charge maximale, afin de vérifier la stabilité apparente de l'ouvrage. Un pic d'érosion, plus faible que le précédent, est observé suivi d'une diminution de l'érosion avec le temps, se stabilisant à une valeur relativement faible en fin d'essai. Les tassements augmentent légèrement, atteignant 20 cm localement en fin d'essai (Figure A-25).

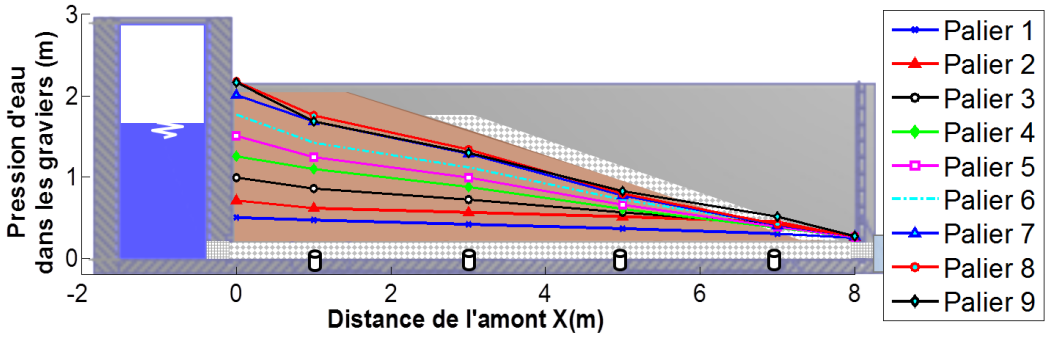


Figure A-23 : Evolution de la ligne de charge dans les graviers au cours de l'essai 5.

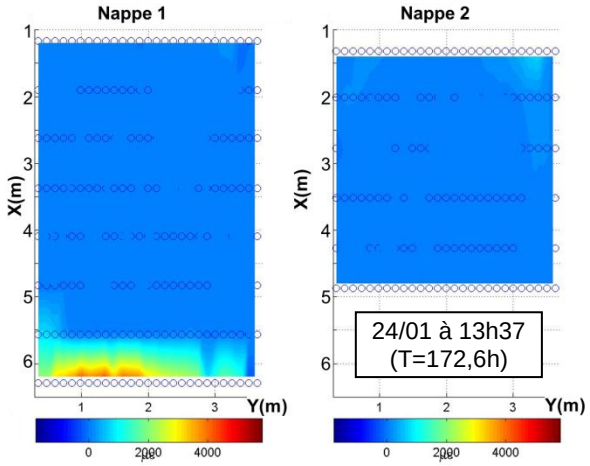
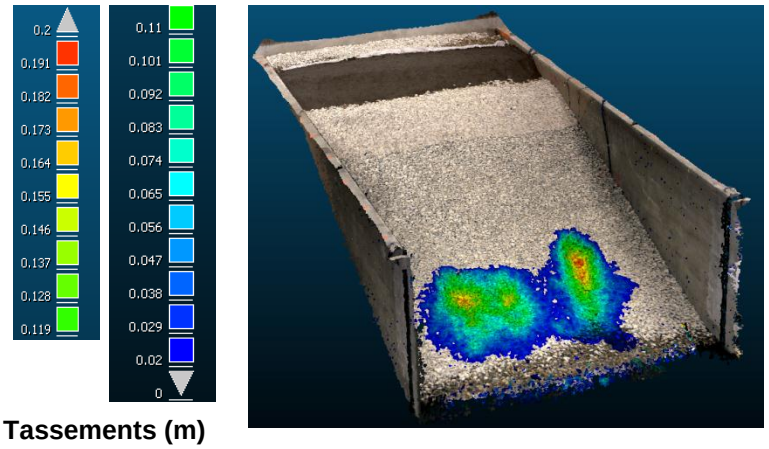


Figure A-24 : Mesures de déformation par fibre optique à la fin de l'essai 5 (l'unité est le µm/m de variation de longueur de la fibre).

a)



b)

Figure A-25 : a) Tassements mesurés à la fin de l'essai 5 b) Cavités dans le limon après avoir retiré la recharge en gravier et les zones de sol remanié.

4.5.3 Interprétation et conclusions

Malgré une charge (2,15 m) et une vitesse d'écoulement (4,8 cm/s) nettement plus élevées que pour l'essai 4 (1,7 m et 2,8 cm/s), aucun conduit ne s'est formé à travers l'ouvrage. Mais la pointe du talus a subit une érosion régressive, entraînant des tassements de la recharge. Cette érosion ne s'est pas propagée plus en amont. La masse de sol transportée par l'effluent au cours de l'essai (564 kg) est d'ailleurs cohérente avec le volume de tassements estimé d'après le MNT (0,37 m^3). A la fin de l'essai, la concentration a fortement diminué et le processus d'érosion semble tendre vers une stabilisation.

4.6 Essai 6 : Géométrie 2 / Limon de BLV / Gravier 20-40mm

4.6.1 Schéma de l'ouvrage

Le schéma de l'essai 6 est similaire à celui de l'essai 5 (Cf §4.5.1). Aucune différence de construction significative à noter, à part la mise en place d'électrodes pour la mesure de résistivité électrique. On peut noter la présence de travaux avec un marteau-piqueur à proximité du hall d'essai lors du montage de l'ouvrage et de sa mise en eau. Les vibrations produites ont éventuellement pu affecter le modèle.

4.6.2 Déroulement de l'essai

L'essai 6 commence lundi 14/02/11 à 8h pour se terminer mardi 15/02/11 à 19h, soit 35 h d'essais et 2 paliers (Figure A-26). La charge amont est augmentée rapidement au début de cet essai dans l'idée de maintenir la charge maximale durant une longue durée (suite au comportement observé du modèle lors de l'essai 5 : pas de renard même à charge maximale). Néanmoins, le deuxième palier, atteint le deuxième jour après 29 h d'essai (1 m de charge et 2 cm/s), provoque l'apparition d'un renard traversant l'ouvrage de façon assez similaire à ce qui a été observé à l'essai 4 (Figure A-27 et Figure A-28). La concentration augmente nettement au moment du changement de palier puis le débit, après avoir légèrement diminué, augmente progressivement à partir de 32,5 h. Parallèlement, la concentration passe par un premier maximum à la 33ème heure puis augmente très fortement, à partir du moment où le renard débouche. On remarque aussi une augmentation de la charge mesurée dans les graviers à l'aval (Figure A-30). Le débit maximum de la pompe (50 ℓ/s suite à la régénération du puits et au changement de pompe) est rapidement atteint et l'essai est arrêté. Parallèlement, on mesure l'apparition de déformation à l'amont et leur propagation vers l'aval (Figure A-29). Au démontage, on observe un conduit de 20 à 40 cm de diamètre, traversant toute la longueur de l'ouvrage et dont la position correspond aux mesures de déformation réalisées (Figure A-31).

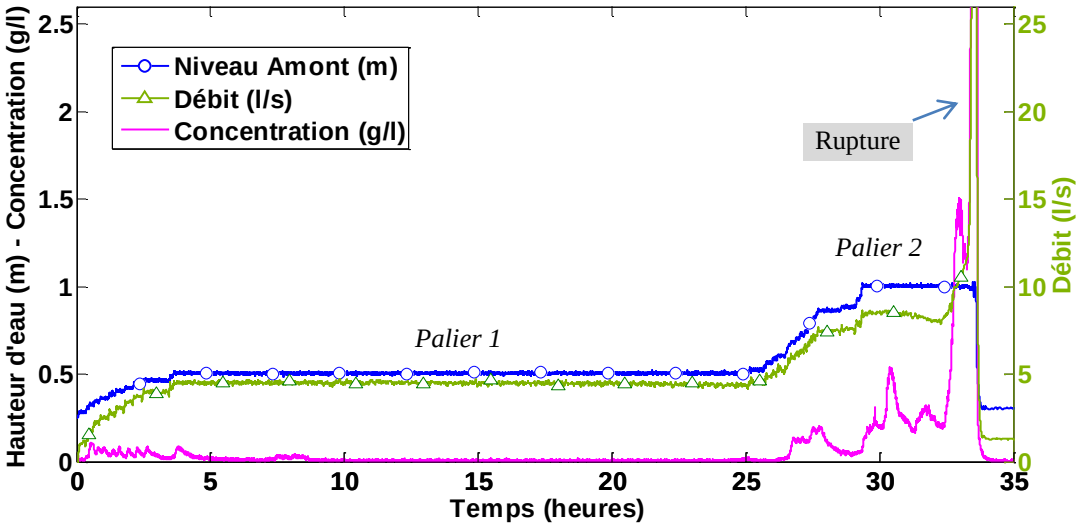


Figure A-26 : Résultats de l'essai 6.

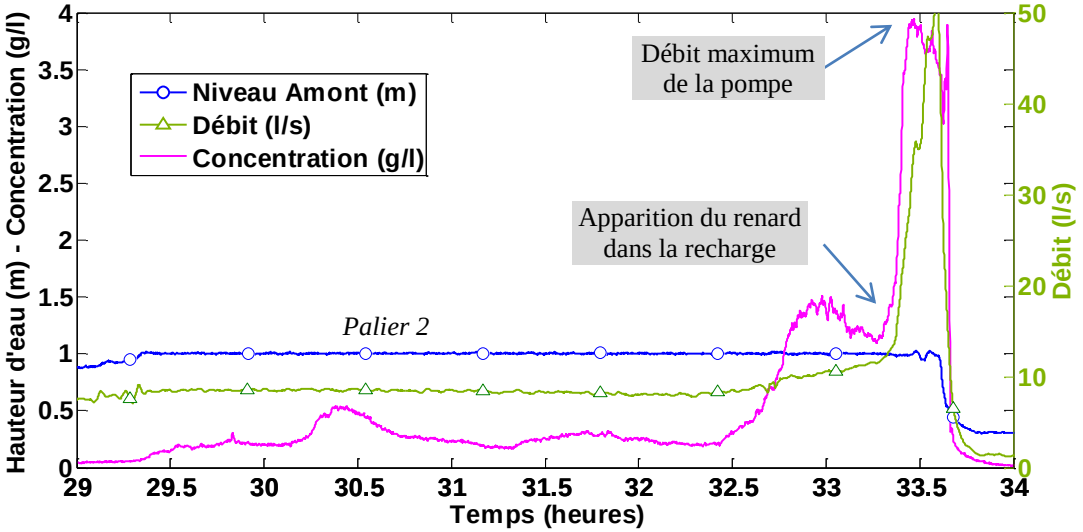


Figure A-27 : Résultats de l'essai 6 : détail au moment de la rupture.

Figure A-28 : Apparition du renard dans la recharge (essai 6).

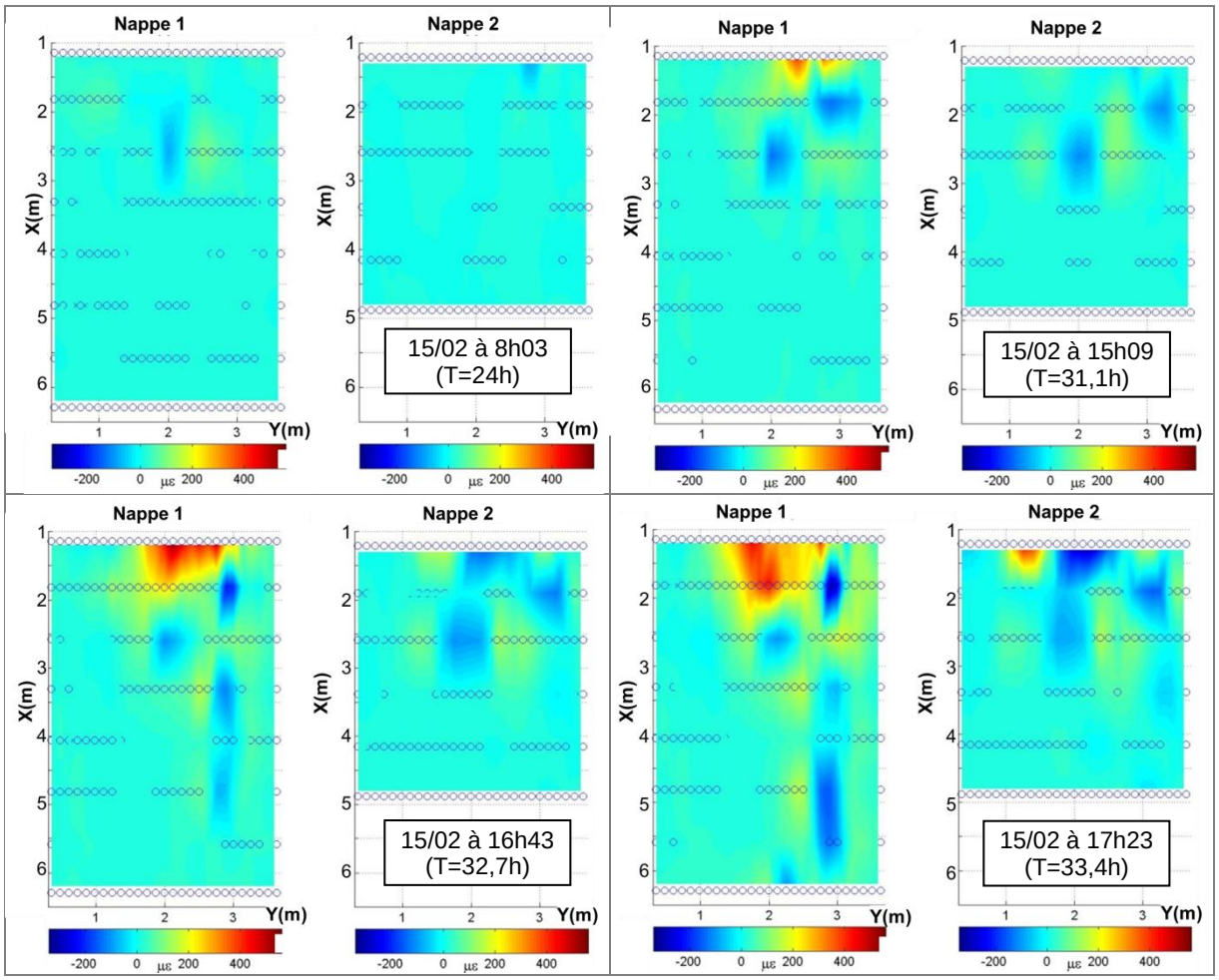


Figure A-29 : Mesures de déformation par fibre optique au cours de l'essai 6 (l'unité est le µm/m de variation de longueur de la fibre).

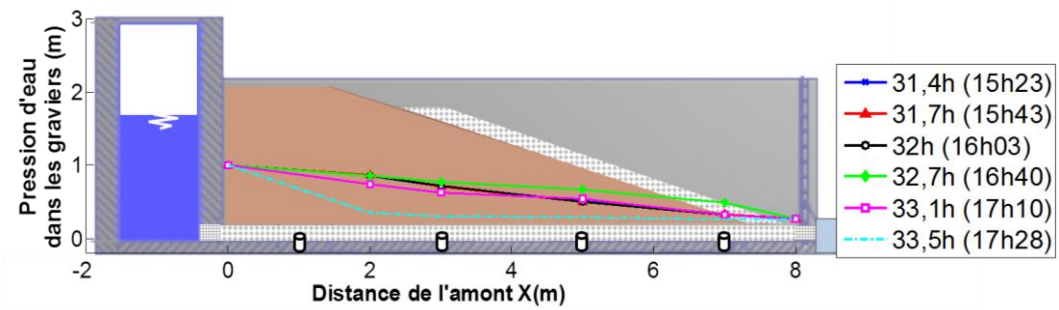


Figure A-30 : Lignes de charge mesurées dans les graviers au moment de la rupture (essai 6).

Figure A-31 : Conduit d'érosion observé au démontage (essai 6).

4.6.3 Interprétation et conclusions

Contrairement à l'essai 5, mais de façon cohérente avec l'essai 4, on observe lors de cet essai la formation d'un renard traversant dès le deuxième palier (1 m de charge et 2 cm/s).

On identifie, grâce aux mesures par fibre optique, l'initiation du conduit à l'amont puis sa progression vers l'aval. Ce conduit diminue les pertes de charge et génère donc une augmentation du débit total et un raidissement de la ligne de charge à l'aval. Il débouche 3 à 4 h après avoir été identifié. L'agrandissement du conduit qui suit mène au débit maximum de la pompe plus rapidement que pour l'essai 4, en une dizaine de minutes seulement.

4.7 Essai 7 : Géométrie 2 / Limon d'Ampuis / Gravier 20-40mm

4.7.1 Schéma de l'ouvrage

Le schéma du modèle est identique à celui de l'essai 5 et 6 (*Cf* §4.5.1). Le limon de BLV est néanmoins remplacé par le limon d'Ampuis, limon respectant les critères présentés précédemment (*Cf.* Chapitre V §3.1.2), d'après les échantillons prélevés sur le stock (Figure A-32). D'autre part, les essais de caractérisation réalisés sur ce limon ont permis d'obtenir : une valeur de VBS de 1,3, un optimum Proctor $\rho_d = 1{,}71\ g/cm^3$ à 9,5 % de teneur en eau, une perméabilité $K = 1{,}5x10^{-7} m/s$ à l'optimum, ainsi que des paramètres mécaniques C_{CD}=6 kPa et Φ_{CD}=39°.Comme pour le limon de BLV, le limon effectivement livré au hall expérimental de la CNR s'est révélé différent de celui échantillonné, avec notamment une fraction argileuse (< 2 µm) nettement plus importante (12 % au lieu de 3 %) (Figure A-32).

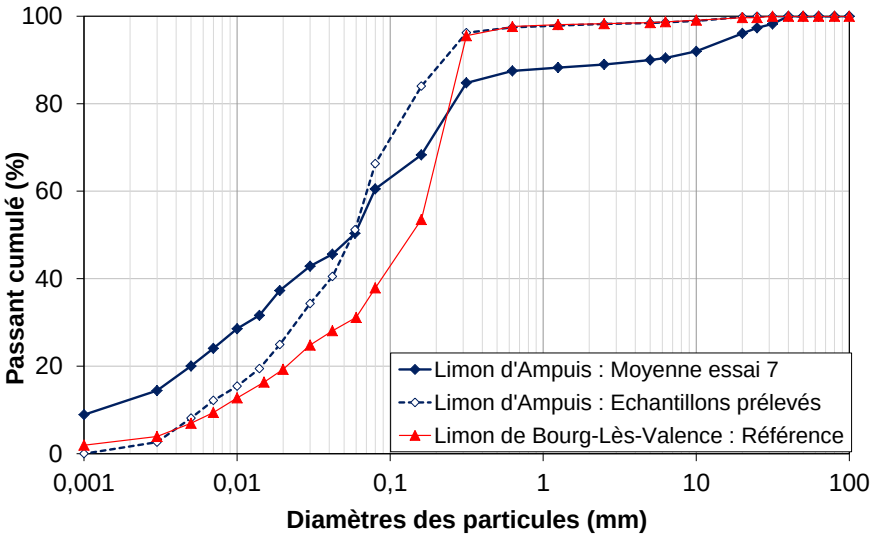


Figure A-32 : Comparaison de la granulométrie du limon d'Ampuis (essai 7) avec celle du limon de BLV.

4.7.2 Déroulement de l'essai

L'essai 7 commence lundi 14/03/11 à 8h20 pour se terminer mardi 28/03/11 à 8h, soit 336 h d'essais et 3 paliers (Figure A-33). Les 2 premiers paliers de 24 h, à 75 cm puis 1,5 m de charge, ne produisent que de très faibles concentrations et ceci de façon transitoire. Le dernier palier de 285 h à 2 m de charge et 4 cm/s ne génère pas plus d'érosion. On peut noter une décroissance quasi-linéaire de la perméabilité avec le temps durant ce palier, attribuée, a priori, aux oxydes de fer. Aucune trace d'érosion, ou de sol remanié, n'est identifiée au démontage.

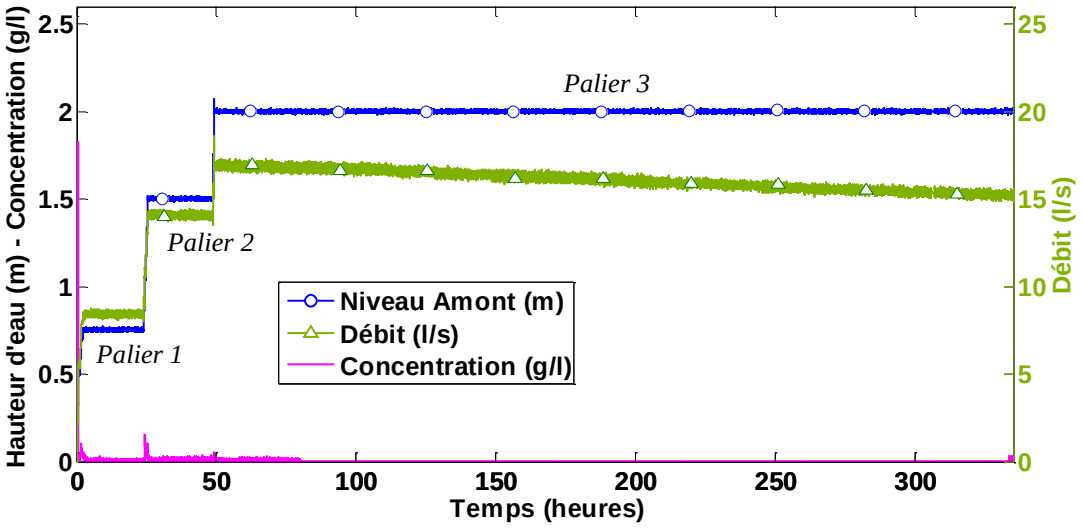


Figure A-33 : Résultats de l'essai 7.

4.7.3 Interprétation et conclusions

De très faibles quantités de sol transporté sont collectées, malgré la très longue durée à charge maximale de cet essai. Le limon d'Ampuis utilisé est donc un limon nettement plus résistant à l'érosion que le limon de BLV. Malgré des granulométries relativement proches, la fraction argileuse plus importante du limon d'Ampuis semble lui conférer une résistance à l'érosion bien plus élevée.

La formation d'oxydes de fer a généré une perte de perméabilité des graviers qui est resté limitée (~10 %), à la différence de ce qui a été observé à l'essai 4, sans doute du fait de la vitesse d'écoulement plus élevée (4 cm/s au lieu de 2 cm/s), limitant le dépôt.

4.8 Essai 8 : Géométrie 2 / Limon de BLV/ Gravier 20-40mm

4.8.1 Schéma de l'ouvrage

Le schéma de l'essai 8 est similaire à celui des essais 5, 6 et 7. Le limon de BLV est de nouveau utilisé suite à l'absence d'érosion constatée durant l'essai 7 avec le limon d'Ampuis. Une solution de confortement et de détection de l'érosion est testée sur ce modèle : le produit Géodetect commercialisé par Tencate. Ce produit consiste en un géotextile de qualité « filtre », destiné à stopper le transport des particules érodées, dans lequel des fibres optiques ont été tressées (Figure A-35). Les fibres détectent des fuites éventuelles, en mesurant les variations de température qu'elles produisent, ainsi que les déformations de l'ouvrage. Le géotextile permet d'élargir la zone de détection de la fibre en drainant les fuites et en transmettant les contraintes.

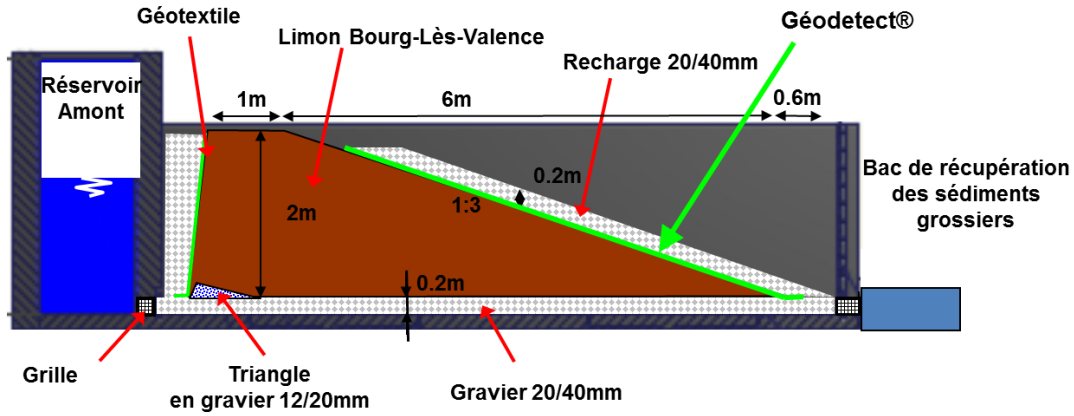


Figure A-34 : Schéma de l'ouvrage de l'essai 8.

a)

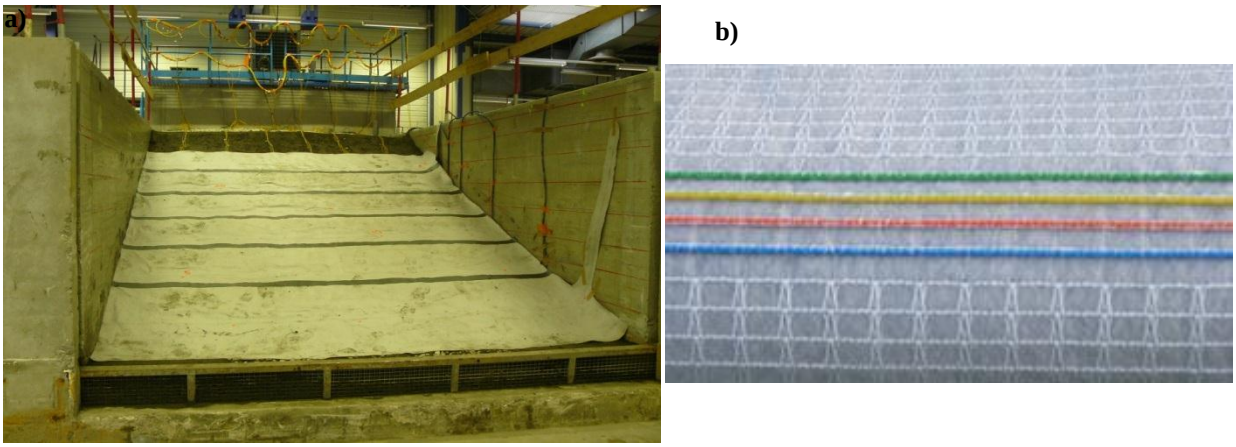


Figure A-35 : a) Géodetect mis en place sur le limon. b) Détail des fibres optiques tressées dans le Géodetect (Extrait de www.tencate.com).

4.8.2 Déroulement de l'essai

L'essai 8 commence le lundi 18/04/11 à 8h10 pour se terminer le samedi 23/04/11 à 2h, soit 114h d'essais et 5 paliers (Figure A-36). La charge est augmentée toutes les 24h, pour atteindre 2m vendredi matin. Des faibles pics d'érosion sont observés au moment des changements de palier. Lors du dernier palier, le débit augmente progressivement à partir de la 105ème heure, parallèlement à une faible augmentation de la concentration. Ensuite, le débit diminue légèrement avant d'augmenter très rapidement à partir de la 113ème heure et d'atteindre la valeur maximum de la pompe. La concentration augmente de façon simultanée et on observe l'apparition de déformations à l'amont et leur propagation vers l'aval. Le renard apparaît ensuite dans la recharge (Figure A-37-a). Au cours du démontage, le conduit formé est localisé (Figure A-37-b).

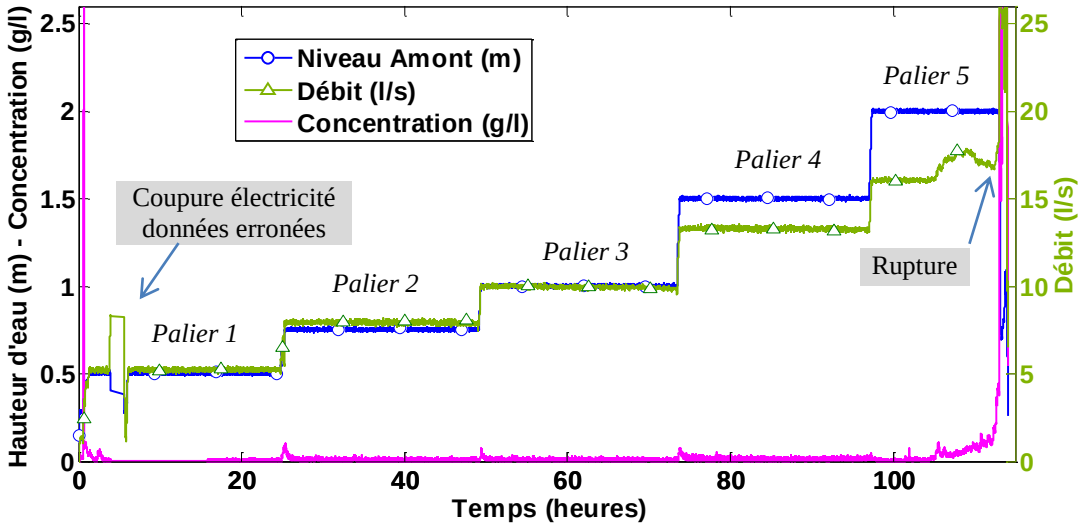


Figure A-36 : Résultats de l'essai 8.

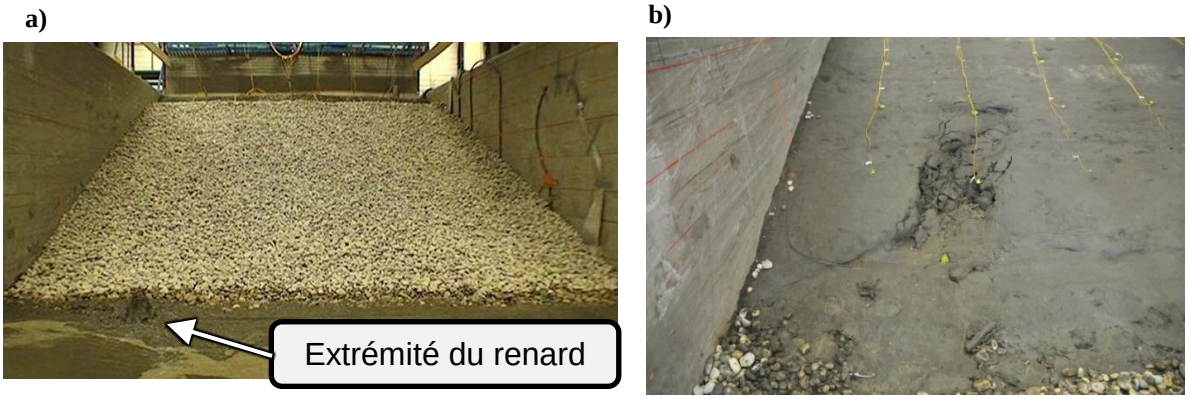


Figure A-37 : a) Vue de l'ouvrage depuis l'aval au moment où le renard débouche avec un jet d'eau chargée en sédiment qui sort du pied de digue. b) Extrémité du renard après avoir retiré la recharge en gravier et le Géodetect (essai 8).

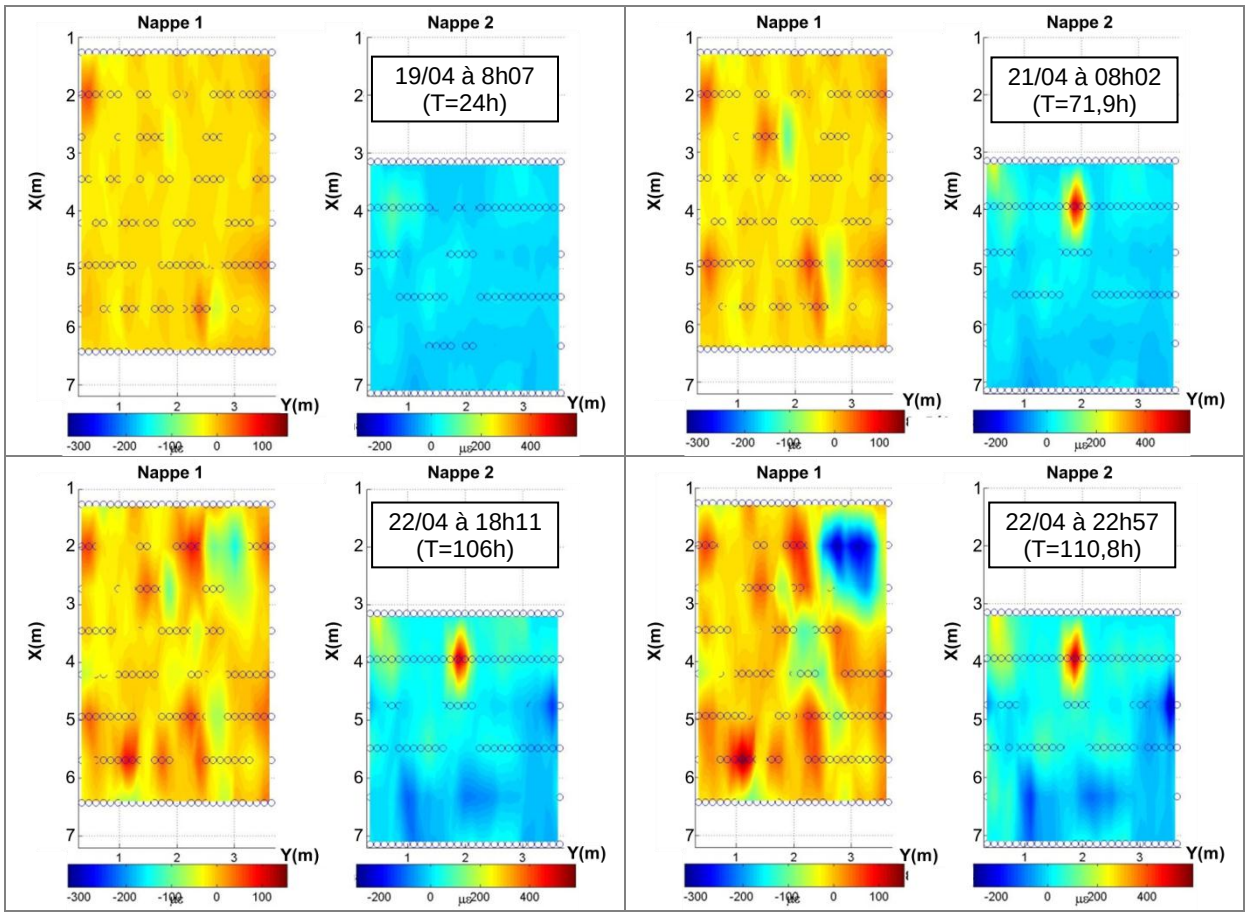


Figure A-38 : Mesures de déformation par fibre optique au cours de l'essai 8 (l'unité est le µm/m de variation de longueur de la fibre).

4.8.3 Interprétation et conclusions

Lors de cet essai, l'érosion intense menant à la rupture s'est déclenchée au dernier palier, à 2 m de charge et 4 cm/s, c'est-à-dire pour une sollicitation hydraulique bien plus élevée que pour l'essai 6. Les caractéristiques du sol à la mise en place (densité et teneur en eau) sont similaires pour les deux essais. Cet écart peut s'expliquer soit par la présence du géotextile, qui modifie les conditions d'écoulement et de transport à l'aval, soit par l'effet du marteau-piqueur sur l'essai 6, qui a fragilisé la structure, soit simplement par une variabilité propre au phénomène.

Le développement du renard, à partir de sa détection jusqu'à la rupture, a pris plus de temps (8 h) que pour les essais 4 et 6 (2 à 3 h). Une fois le conduit formé dans tout le limon, des surpressions ont été engendrées à l'aval et ont permis de soulever le géotextile. Celui-ci a donc été inefficace à stopper la progression de l'érosion interne. Une recharge plus épaisse aurait peut-être permis d'éviter ce soulèvement.

4.9 Essai 9 : Géométrie 2 / Limon de BLV/ Gravier 20-40mm

4.9.1 Schéma de l'ouvrage

L'essai 9 est construit de façon similaire aux essais précédents (5, 6, 7), sans géotextile, mais avec une recharge plus épaisse (47 cm au lieu de 20 cm). Cette recharge est constituée de deux couches de matériaux, d'abord une gravette 2/6 mm sur 28 cm, puis du gravier 20/40 mm sur 19 cm.

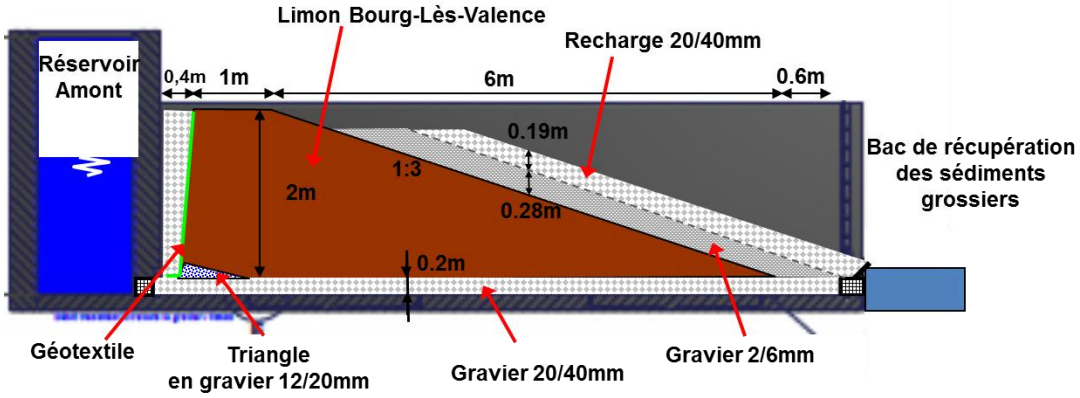


Figure A-39 : Schéma de l'ouvrage de l'essai 9.

4.9.2 Déroulement de l'essai

L'essai débute le lundi 26/05/2011 à 8h10 et se termine samedi 09/06/2011 à 11h06, soit un total de 340 h (Figure A-40, Figure A-41).

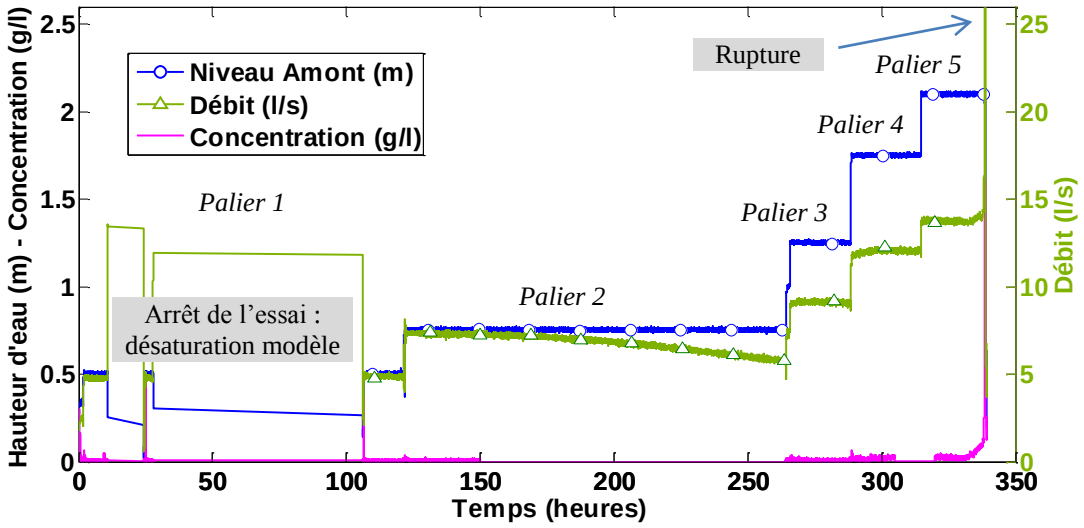


Figure A-40 : Résultats de l'essai 9.

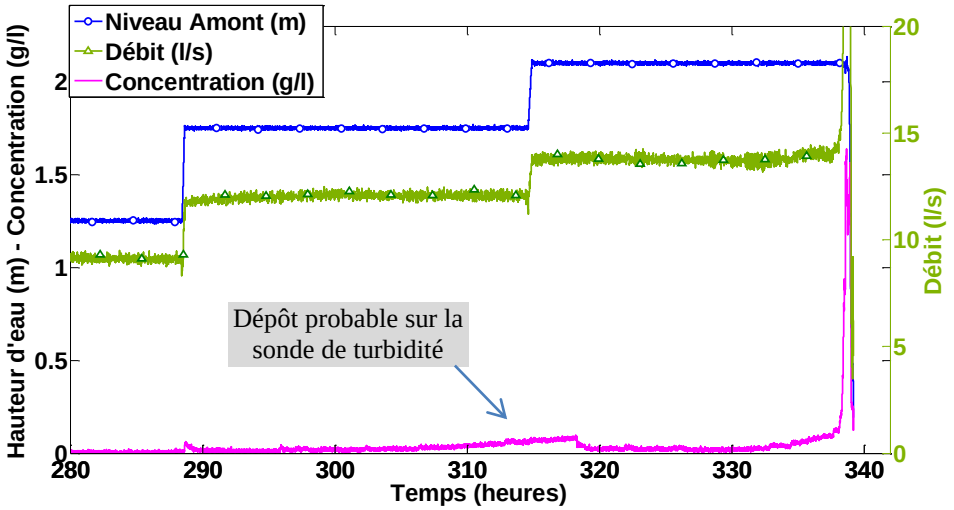


Figure A-41 : Résultats de l'essai 9 : Détail de la fin de l'essai.

Après 13 h d'essai, une nouvelle coupure de courant entraîne un arrêt de la pompe. Le niveau d'eau descend sous la côte de l'interface et de l'air entre dans les graviers. Il est donc décidé de procéder à une nouvelle saturation au CO_2 de la couche de gravier. Un palier long est ensuite réalisé à 75 cm de charge et 1,6 cm/s. Aucune érosion significative n'est observée. La charge est donc augmentée à 1,25 m puis 1,75 m. On mesure durant ce palier des déformations à l'amont et à l'aval (Figure A23) ainsi que des tassements en pied de digue (Figure A-45)

Au dernier palier (2,1 m), on observe une augmentation progressive du débit et de la concentration menant, en 5 heures, à la formation d'un conduit traversant l'ouvrage. La charge mesurée dans les graviers augmente légèrement à l'aval (Figure A-42). On observe ensuite un glissement et un effondrement à la surface de la recharge, suivis quelques secondes plus tard par l'apparition d'un écoulement d'eau sortant de la recharge (Figure A-43). Au démontage, on identifie un conduit de 20 à 30 cm de diamètre traversant tout l'ouvrage.

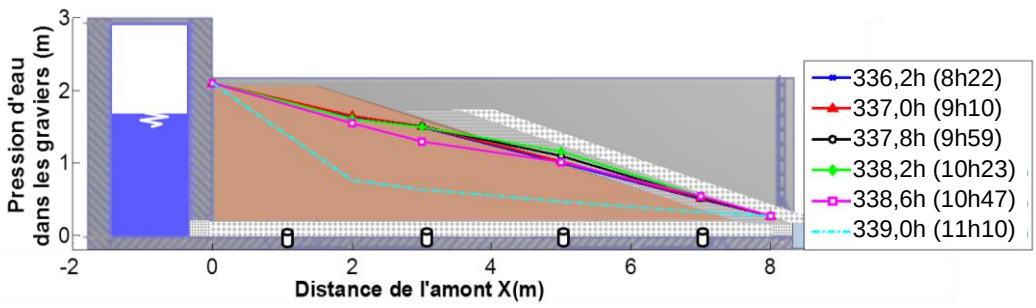


Figure A-42 : Lignes de charge mesurées dans les graviers aux différents paliers (essai 9).

Figure A-43 a) Sortie du conduit à travers la recharge. b) Entraînement de la recharge par l'écoulement (essai 9).

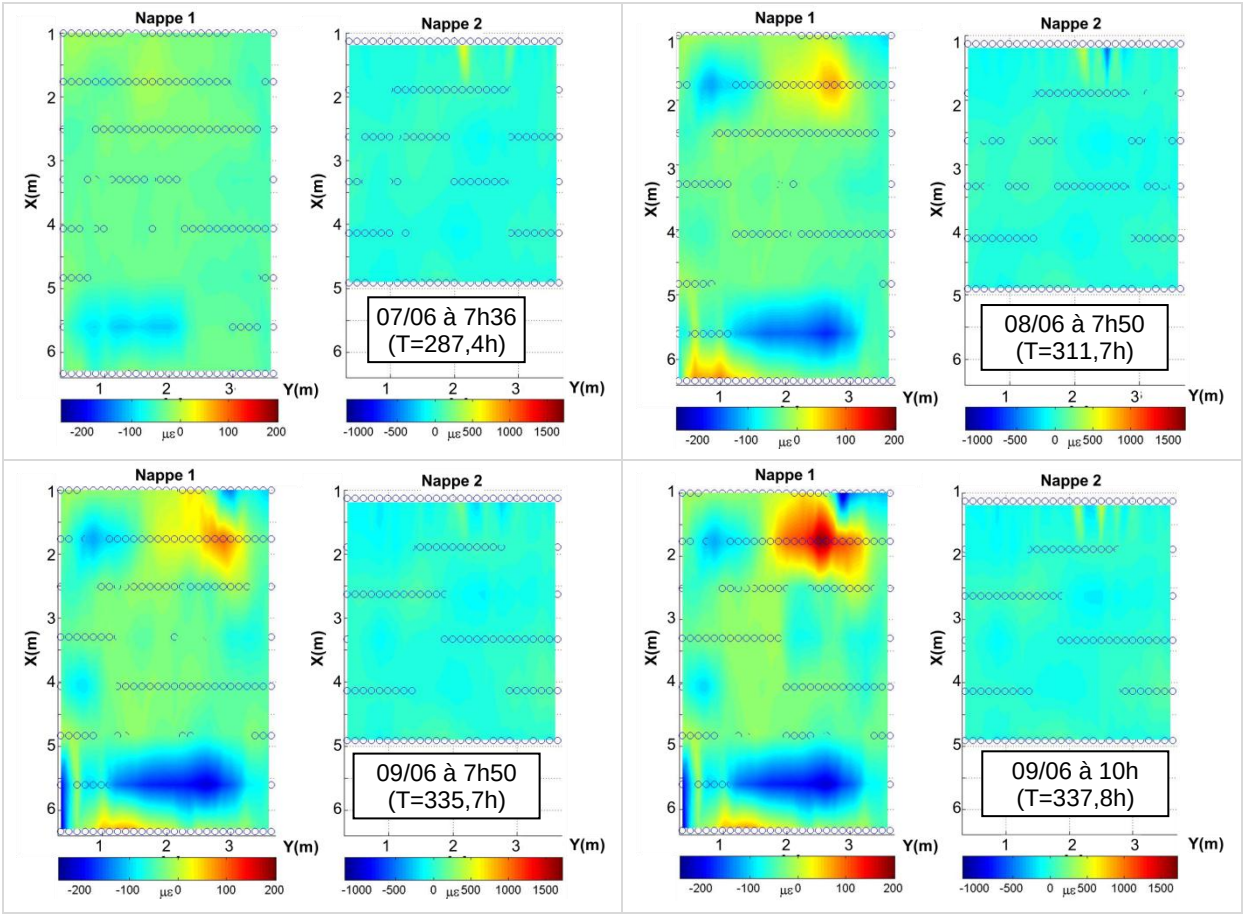


Figure A-44 : Mesures de déformation par fibre optique au cours de l'essai 9 (l'unité est le µm/m de variation de la longueur de la fibre).

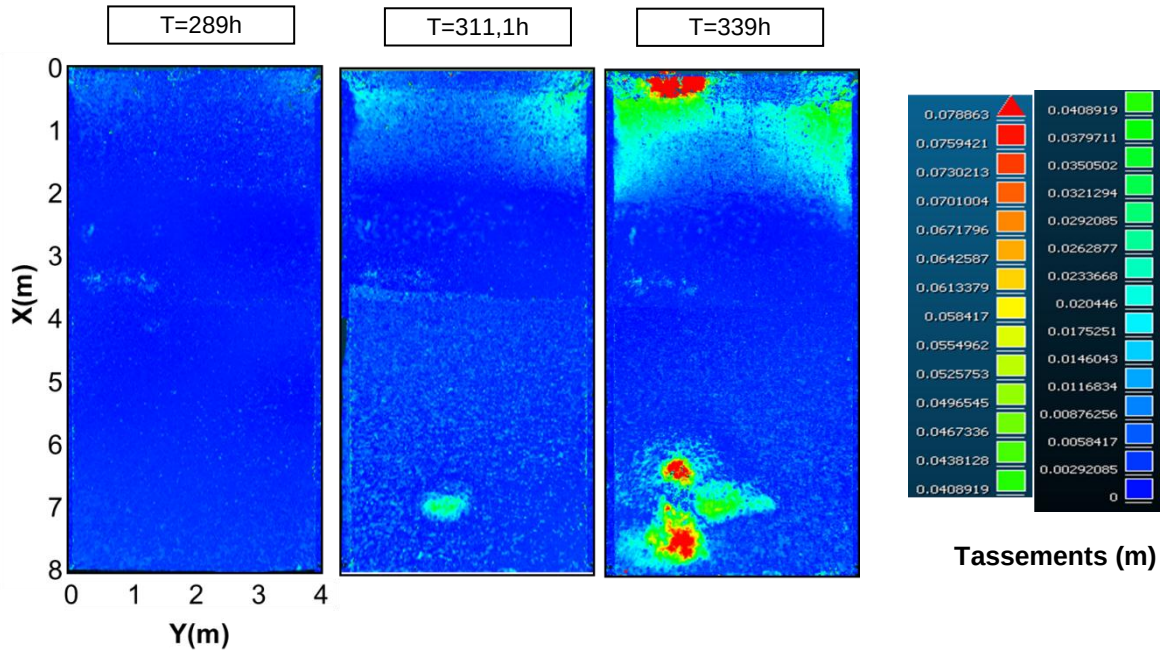


Figure A-45 : Tassements mesurés en surface au cours de l'essai par le système de photogrammétrie (essai 9).

4.9.3 Interprétation et conclusions

Un processus d'érosion régressive, similaire à celui observé à l'essai 5, s'est vraisemblablement initié à l'avant-dernier palier (1,75 m de charge), générant les déformations et les tassements mesurés en pied de digue. Ensuite, un conduit s'est formé au dernier palier à 2,1 m de charge et 3,3 cm/s. Celui-ci se propage durant 5 h, provoquant une augmentation de débit et de concentration. Lorsque le conduit rejoint la zone d'érosion régressive, un effondrement se produit dans la recharge et permet à l'écoulement de sortir à la surface, provoquant la rupture de la recharge.

La recharge plus épaisse (47 cm au lieu de 20 cm) et constituée de gravier plus fin (2/6 mm) n'a pas permis d'arrêter la progression du renard.