



HAL
open science

Recherche de précurseurs géophysiques à la transition solide-fluide dans les glissements-coulées affectant les matériaux argileux

Simon Carrière

► **To cite this version:**

Simon Carrière. Recherche de précurseurs géophysiques à la transition solide-fluide dans les glissements-coulées affectant les matériaux argileux. Sciences de la Terre. Université Grenoble Alpes, 2016. Français. NNT : 2016GREAU021 . tel-01528804

HAL Id: tel-01528804

<https://theses.hal.science/tel-01528804>

Submitted on 29 May 2017

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.

THÈSE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ GRENOBLE ALPES

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

Arrêté ministériel : 7 Août 2006

Présentée par

Simon Carrière

Thèse dirigée par **Denis Jongmans**
et codirigée par **Grégory Bièvre**

préparée au sein de l'**Institut des Sciences de la Terre**
et de l'école doctorale **Terre Univers Environnement**

Recherche de précurseurs géophysiques à la transition solide-fluide dans les glissements- coulées affectant les matériaux argileux

Thèse soutenue publiquement le **9 décembre 2016**,
devant le jury composé de :

Olivier Maquaire

Professeur au LETG, Université de Caen, Caen, Rapporteur

Thomas Lebourg

Maître de conférence à Géoazur, Sophia-Antipolis, Rapporteur

Daniel Dias

Professeur au 3SR, Université Grenoble Alpes, Grenoble, Président

Guillaume Ovarlez

Directeur de recherche au CNRS, Pessac, Examineur

Frédéric Nguyen

Professeur, Université de Liège, Liège, Belgique, Examineur

Guillaume Chambon

Directeur de recherche à l'IRSTEA, Grenoble, France, Examineur

Denis Jongmans

Professeur à l'ISTerre, Université Grenoble Alpes, Grenoble, Directeur de thèse

Grégory Bièvre

Maître de conférence à l'ISTerre, Université Grenoble Alpes, Grenoble, Co-Directeur de thèse



Remerciements

Trois années de thèse (et quelques mois), c'est du travail, des rencontres, et des discussions passionnées. Me voilà arrivé au terme de ce travail, et je tiens à remercier ceux sans qui la rédaction de ces 250 et quelques pages n'aurait pas pu voir le jour.

Commençons par le commencement : je remercie tout d'abord mes directeurs de thèse Denis Jongmans et Grégory Bièvre de m'avoir permis de réaliser cette thèse sous leur supervision. Bien que ceux-ci aient été mes professeurs à l'école Polytech Grenoble (et ont donc pu juger de mon sérieux tout relatif en tant qu'étudiant assoiffé de savoir...!), ils ont su m'accorder leur confiance pour les trois années qui ont suivi. L'obtention d'une bourse ministérielle de thèse ne fut pas aisée, mais j'espère avoir pu avec eux faire avancer les connaissances sur ce matériau magnifique qu'est l'argile humide (communément appelée boue).

Une thèse ne se fait pas qu'avec ses directeurs de thèse, et je tiens également à remercier les personnes encadrantes qui ont été présentes pendant ces trois années : Guillaume Chambon, d'IRSTEA, sans qui l'exploitation des données rhéométriques aurait été bien ardue, et Eric Larose d'ISTerre, dont le savoir sur l'intercorrélation du bruit sismique (l'inter quoi?) est sans limite.

Ces travaux de thèse sont aussi le fruit d'un soutien technique important, tant sur la partie essais de laboratoire que sur la partie du monitoring de terrain. Côté laboratoire, je tiens à remercier Frédéric Ousset et Hervé Bellot pour m'avoir aidé à adapter les outils de mesure rhéométrique et d'acquisition électrique. Que d'heures passées à discuter avec Frédéric du type de peinture à placer dans l'embase du rhéomètre (non, ce n'est pas seulement un problème esthétique), et avec Hervé du circuit électrique à construire pour la meilleure acquisition possible. Je remercie sa grande patience face à ma connaissance tout relative en montage électronique, et mon savoir faire limité en soudures de qualité! Côté monitoring de terrain, je veux remercier "chaudement" tous les ITA (Armand Mariscal, Mickaël Langlais, Benjamin Vial, et tous les autres) pour ces parfois froides, parfois humides, rarement belles, journées passées sur le glissement du Pont-Bourquin à essayer de comprendre pourquoi "nom de dieu" le courant avait de nouveau sauté! L'obtention et la maintenance des équipements installés sur le site n'auraient par ailleurs pas été possible sans la participation très active de nos collègues de Géoazur Nice (Thomas Lebourg, Maurin Vidal) et de l'université de Lausanne (Michel Jaboyedoff, Ludovic Baron, Martin Franz).

Après la rédaction de ce manuscrit, je tiens à remercier aussi les deux rapporteurs qui

ont eu la lourde tâche de relire ces 250 et quelques pages : Oliver Maquaire et Thomas Lebourg. Merci également à Frédéric Nguyen et Guillaume Ovarlez pour avoir examiné ce travail lors de la soutenance.

Une thèse, c'est aussi le soutien d'amis qui sont dans la même galère que vous, avec quarante-douze deadlines de retard, mais une bonne humeur à toute épreuve. Des amis qui n'hésitent pas à affronter vents et marées (dans notre cas, vent, pluie, et boue) et vous accompagner sur les glissements de terrain pour y planter des électrodes et imager le sous-sol. Car la géophysique, c'est magique ! Merci à Johann, Julie et Judith, et à tous les stagiaires qui sont intervenus ces trois années pour ces excursions en terres presque connues et qui ont consisté à venir se casser le dos ou les dents avec le matériel à porter. Ces doux souvenirs resteront à jamais forgés dans nos lombaires. C'est ça, la beauté de la recherche. J'espère avoir rendu la pareille en vous accompagnant un tant soit peu dans vos excursions au Saint Eynard, la falaises aux 10 000 blocs et au Char d'Osset, le glissement qui... ne glisse pas.

Pendant ces trois ans, mes journées auront été également passées au bureau, à extirper la substantifique moelle de données plus ou moins boueuses. Ces travaux se seront faits parmi différents co-bureaux, chacun attelé à sa tâche de thèse : Vincent, John, Johann, Gosia, Julie, Okba, Maureen, Paul. De l'étude de la chute de blocs et des glissements de terrain à celle du couplage électro-sismique, en passant par l'étude de la diffusion d'ondes dans un milieu, mais que voilà qu'il est diversifié ce labo ! Et que serait une thèse sans ses légendaires et innombrables pauses midi, pauses café, pauses goûter, pauses "j'en ai marre" ? De nombreux moments passés autour d'un café fourni par Julie, ou d'un beignet apporté par Jérémie, et des nombreuses blagues d'Olivier, Caroline et les autres (j'espère y avoir apporté ma part). Merci les gens !

Dans un cadre plus personnel encore, je remercie aussi mes parents sans qui, il me semble, il m'aurait été difficile d'être là aujourd'hui ! De l'ouverture du Kinder Surprise lors des périodes de fête à leur présence pendant ces trois années de thèse, en passant par l'apprentissage de la table de 1 (la plus difficile), je leur dois beaucoup, et les remercierai jamais assez pour cela.

Enfin, en tant que thésard, il est parfois difficile d'avoir une vie en dehors du labo. Ce que la légende ne dit peut-être pas, c'est que la vie peut surtout être difficile pour les personnes qui vivent avec les thésards, lorsqu'ils rentrent du labo ! A ce titre, je veux remercier la femme avec qui je partage ma vie, Emma, qui aura su trouver en elle des tonnes de patience pour me faire sortir la tête du guidon, et apprécier les choses de la vie. Merci.

Résumé

Les mouvements de terrain affectant les matériaux argileux évoluent parfois en coulées et posent des problématiques importantes en termes de protection des populations et des infrastructures. Ce travail de thèse s'intéresse à rechercher de possibles précurseurs géophysiques à la transition solide-fluide qui caractérise ces matériaux argileux, et à comprendre les mécanismes en jeu lors de cette transition. Dans un premier temps, des expériences rhéométriques en laboratoire réalisées sur six argiles provenant de glissements-coulées permettent d'apporter plusieurs informations sur le comportement de ces matériaux : 1) l'écart en teneur en eau d'une argile par rapport à sa limite d'Atterberg de liquidité contrôle la contrainte à laquelle le matériau se fluidifie ; 2) la fluidification des échantillons testés est accompagnée d'une chute du module de cisaillement élastique (et donc de la vitesse des ondes de cisaillement) ; 3) cette fluidification n'est pas accompagnée par une variation de la résistivité électrique.

Dans un second temps, l'exploitation de données provenant d'un système de suivi permanent (données sismiques, électriques, météorologiques et géodésiques) installé sur le glissement-coulée du Pont-Bourquin (Suisse) montre que : 1) la cinématique du glissement est corrélée à court terme (quelques jours) à la pluviométrie du site ; 2) la rigidité du matériau mesurée par les paramètres sismiques est influencée à court terme (quelques jours) par la pluviométrie et à plus long terme (une centaine de jours) par la température ; 3) la résistivité électrique apparente mesurée à partir d'un système d'électrodes placées sur les rives stables du glissement est très sensible à des variations de résistivité électrique en surface et met difficilement en évidence de possibles variations de résistivité en profondeur.

Mots-clés : glissements-coulées, argile, fluidification, rhéologie géophysique, bruit sismique, résistivité électrique, géodésie

Abstract

Landslides affecting clay materials sometimes evolve in quick earthflows that can constitute serious threats for populations and infrastructures. This thesis focuses on the search of possible geophysical precursors for the solid-fluid transition that characterizes these clay materials, and also on the understanding of the processes involved in this transition. Firstly, laboratory rheometrical experiments carried out on clays samples coming from five flow-like landslides yield the following results : 1) the water content deviation from the Atterberg liquid limit controls the stress at which the sample fluidizes ; 2) sample fluidization is accompanied by a drop in the elastic shear modulus (hence, in the shear wave velocity) ; 3) fluidization is not accompanied by a change in electrical resistivity.

Secondly, processing of data coming from a monitoring system (seismic, electric, geodesic and meteorological data) on the Pont-Bourquin landslide in Switzerland shows that : 1) landslide kinematics is correlated at short term (a few days) with rainfall ; 2) material stiffness measured by seismic parameters is influenced at short term (a few days) by rainfall and at longer term (a hundred days) by temperature ; 3) apparent electrical resistivity measured with a system of electrodes located on the stable banks of the landslide is very sensitive to changes at the surface and hardly exhibits possible changes at depth.

Keywords : earthflows, clay, fluidization, rheology, geophysics, seismic noise, electrical resistivity, geodesy.

Table des matières

Introduction générale	13
I État de l'art et méthodologie	21
1 Les glissements argileux et la caractérisation des argiles	23
1.1 Définitions et classifications des mouvements de terrain	23
1.2 Les glissements-coulées argileux	24
1.2.1 Caractéristiques des glissements-coulées	24
1.2.2 Exemples de glissements-coulées	28
1.3 Les argiles	29
1.3.1 Nature et minéralogie des argiles	30
1.3.2 Caractérisation minéralogique, géochimique et géotechnique	32
1.4 Rhéologie des argiles	37
1.4.1 Propriétés rhéologiques des fluides	38
1.4.2 Techniques expérimentales de mesure	45
1.4.3 La rhéologie appliquée aux argiles	53
1.5 Conclusions	58
2 Méthodes de reconnaissance sur les glissements argileux	59
2.1 Introduction	59
2.2 Méthodes géotechniques et hydrologiques	59
2.3 Méthodes géodésiques	63
2.3.1 Méthodes tachéométriques et GNSS	64
2.3.2 Imagerie satellitaire	64
2.3.3 Méthodes LiDAR et TLS	65
2.4 Propriétés géophysiques des argiles et méthodes de reconnaissance	68
2.4.1 Propriétés sismiques des argiles	68
2.4.2 Propriétés électriques des argiles	70
2.4.3 Les méthodes de reconnaissance géophysique	75
2.4.4 La transition solide-fluide vue par la géophysique	91
2.5 Conclusions	93
II Caractérisation rhéologique et géophysique d'argiles à l'échelle	

du laboratoire	97
3 Propriétés rhéométriques de sols argileux provenant de glissements-coulées	99
3.1 Introduction et résumé en français	100
3.2 Abstract	101
3.3 Introduction	101
3.4 Sites description	104
3.4.1 Hollin-Hill (HO)	105
3.4.2 Pont-Bourquin (PO)	106
3.4.3 Harmalière (HA)	106
3.4.4 Super-Sauze (SU)	107
3.4.5 Char d’Osset (CO)	109
3.4.6 Montevecchio (MO)	109
3.5 Methods	111
3.5.1 Geotechnical and mineralogical characterization	111
3.5.2 Rheometric characterization	111
3.6 Geotechnical results	114
3.7 Rheometric results	118
3.8 Discussion	121
3.9 Conclusions	126
3.10 Aknowledgements	126
4 Mesures des propriétés géophysiques d’argiles à la transition solide-fluide	127
4.1 Introduction et résumé en français	128
4.2 Abstract	129
4.3 Introduction	129
4.4 Methods and laboratory experimental device	132
4.4.1 Geotechnical and mineralogical characterization	132
4.4.2 Rheometric characterization	133
4.4.3 Rheometric device for electrical measurements	134
4.5 Soil characterization	140
4.6 Geophysical measurements during rheometric tests	141
4.7 Electrical result interpretation	146
4.8 Conclusions	151
4.9 Aknowledgements	151
III Caractérisation géophysique d’argiles à l’échelle du glissement de terrain : le cas du Pont-Bourquin	155
5 Instrumentation du site du Pont-Bourquin et prospection géophysique	157
5.1 Instrumentation	157
5.2 Prospections géophysiques	158

5.2.1	Prospection géophysique de 2009	159
5.2.2	Prospection géophysique de 2014	163
5.3	Conclusions	170
6	Modélisation numérique du monitoring électrique	171
6.1	Problématiques et objectifs de la modélisation	171
6.2	Paramétrisation du modèle et tests	172
6.2.1	Description du modèle	172
6.2.2	Description des quadripôles utilisés sur le terrain	174
6.2.3	Méthode de positionnement des quadripôles de mesure	176
6.2.4	Résultats	178
6.3	Evaluation de la sensibilité du système de monitoring	178
6.3.1	Localisation d'une anomalie selon l'axe de la pseudo-section	178
6.3.2	Localisation d'une anomalie selon sa profondeur	182
6.3.3	Localisation d'une couche conductrice à la base du glissement	184
6.3.4	Effet de la pluie sur la sensibilité du monitoring électrique	186
6.4	Conclusions	188
7	Monitoring géophysique du glissement du Pont-Bourquin	189
7.1	Introduction	189
7.2	Monitoring du bruit sismique	189
7.3	Monitoring électrique	198
7.4	Relations entre paramètres géophysiques et paramètres environnementaux	202
7.4.1	Relations entre paramètres environnementaux	202
7.4.2	Relations entre rapport dV/V et paramètres environnementaux	205
7.4.3	Relations entre résistivité et paramètres environnementaux	211
7.5	Conclusions	215
	Conclusions et perspectives	219
	Bibliographie	227
	Annexes	247

Introduction générale

Introduction

Contexte de la thèse

L'urbanisation croissante des territoires dans le monde est responsable d'une vulnérabilité grandissante des populations et des infrastructures face aux aléas naturels, dont les mouvements de terrain font partie. Ces derniers affectent tous les types de formations géologiques, et présentent une large variété de tailles, morphologies et cinématiques. Parmi ces phénomènes, les mouvements dans les terrains argileux de type glissement-coulée sont particulièrement dangereux en raison d'accélération imprévisibles et de la fluidification potentielle du matériau.

Un exemple frappant du caractère destructeur de ce type d'aléa est illustré par le glissement d'Oso du 22 mars 2014, dans l'état de Washington (Etats Unis). Suite à des précipitations importantes, un volume de 8 millions de m^3 de matériau s'est désolidarisé du versant et a parcouru près de 1,7 km, tuant 43 personnes sur son passage et détruisant plusieurs dizaines de maisons. Le matériau en place était constitué de couches sableuses surmontant une couche riche en argile. Plus localement, au Sud de Grenoble, le plateau du Trièves est constitué d'une couche d'argiles litées glaciolacustres surmontant le substratum marno-calcaire. En 1981, après des précipitations intenses au printemps provoquant une fonte rapide de la couche neigeuse, un glissement de près de 50 millions de m^3 s'est déclenché à Harmalière (commune de Sinard), avec fluidification du matériau à sa base. En janvier 1994, un glissement-coulée s'est produit dans des argiles semblables à la Salle en Beaumont, coûtant la vie à 4 personnes. Enfin, le glissement d'Harmalière s'est réactivé durant l'été 2016 avec un départ de plusieurs millions de m^3 de matériaux argileux et l'ouverture de nombreuses fissures arrière, susceptibles de faire régresser le glissement dans les années à venir.

La transition solide-fluide, ou fluidification, observée dans les matériaux argileux lors de glissements-coulées se caractérise par une perte de rigidité de la structure du matériau. Les processus transitoires en jeu lors de cette fluidification ont été étudiés au cours d'essais rhéométriques en laboratoire, où la transition solide-fluide peut être reproduite de façon contrôlée. Des essais rhéométriques de fluage réalisés par [Mainsant *et al.* \(2012a\)](#) sur de l'argile provenant du glissement d'Harmalière ont ainsi montré le comportement de fluide à seuil du matériau. Lorsque la contrainte cisailante appliquée à l'échantillon est inférieure à une contrainte seuil τ_c , celui-ci reste solide. Si la contrainte seuil est dépassée, l'échantillon se fluidifie et présente une bifurcation de viscosité, (i.e., la viscosité

passé d'une valeur infinie à l'état solide, à une valeur finie à l'état fluide) qui illustre l'amplitude de la fluidification. En parallèle, des essais rhéométriques mixtes d'oscillation-fluage réalisés sur les mêmes échantillons ont mis en évidence une chute du module de cisaillement G du matériau argileux à la fluidification (Mainsant *et al.*, 2015). Cette chute de G , directement lié à la vitesse des ondes de cisaillement V_S , illustre la perte de rigidité de la structure du matériau lors de l'occurrence de glissements-coulées.

En plus de la compréhension des mécanismes en jeu lors de la fluidification, les enjeux de la recherche sur les glissements-coulées résident dans l'évaluation de méthodes de reconnaissance permettant la prévision de ces aléas. Les techniques de prospection géophysique utilisées sur le glissement d'Avignonet (Trièves) ont mis en évidence que la chute de vitesse des ondes de cisaillement est corrélée à une augmentation de la vitesse des déplacements en surface (Jongmans *et al.*, 2009). Sur le glissement du Pont-Bourquin (Suisse), des mesures de bruit de fond sismique ont montré une chute de V_S plusieurs jours avant le déclenchement d'une coulée (Mainsant *et al.*, 2012b). Ces résultats, corroborés par des essais sur plan incliné (Mainsant *et al.*, 2015), ouvrent un large champ de recherches sur l'utilisation de méthodes géophysiques sismiques pour la surveillance et la prévision des glissements-coulées. Par ailleurs, les techniques de monitoring électrique, consistant à suivre la résistivité électrique du matériau, sont largement utilisées dans le domaine des glissements argileux pour mettre en évidence l'infiltration d'eau. Aucune étude systématique n'a cependant été réalisée sur l'évolution de la résistivité électrique lors de la fluidification de l'argile.

Objectifs principaux

L'objectif de ce travail de thèse est d'étudier, à deux échelles spatiales, le comportement d'argiles soumises au phénomène de fluidification.

A l'échelle du laboratoire, des essais rhéométriques de type fluage ont été réalisés sur six argiles provenant de glissements-coulées se développant dans des formations géologiques variées. Ces essais de fluage ont pour objectif de caractériser le comportement de fluage à seuil des échantillons et les paramètres rhéologiques associés (contrainte seuil et bifurcation de viscosité). Dans un second temps, des essais mixtes d'oscillation-fluage ont permis de mesurer le module de cisaillement G (et donc la vitesse des ondes de cisaillement V_S) du matériau au cours de la transition solide-fluide afin de quantifier la perte de rigidité. Enfin, le rhéomètre a été adapté pour permettre la mesure de la résistivité électrique des échantillons argileux pendant la fluidification, et ce paramètre géophysique a été mesuré durant l'ensemble des essais réalisés.

A l'échelle réelle d'un versant instable, le glissement du Pont-Bourquin, qui a été affecté antérieurement par des coulées dans sa partie inférieure, a été instrumenté durant trois ans afin de réaliser en continu des mesures de paramètres géophysiques (sismique et électrique), géodésiques (déplacements de surface) et environnementales (météorologie). L'objectif est d'étudier les variations des propriétés géophysiques 1) avec les paramètres

environnementaux (pluviométrie, température, présence de neige), et 2) lors de phénomènes d'accélération du mouvement ou d'occurrence de coulées. En raison de l'activité du glissement (4 à 6 m.an⁻¹ en moyenne), les capteurs géophysiques (sismomètres et électrodes) ont été placés sur les parties stables en bordure du glissement. Cette étude se situe dans le prolongement des travaux antérieurs de [Mainsant *et al.* \(2012b\)](#), et vise à évaluer la sensibilité des méthodes géophysiques à une fluidification du matériau argileux par rapport aux variations induites par les conditions environnementales.

Organisation du manuscrit

Ce manuscrit se divise en trois parties. La première partie, intitulée *Etat de l'art et méthodologie*, est consacrée à la présentation des mouvements de terrain argileux de type glissement-coulée. Les propriétés minéralogiques, géotechniques, rhéologiques et géophysiques qui permettent de caractériser les argiles sont également présentées. La seconde partie - *Caractérisation rhéologique et géophysique d'argiles à l'échelle du laboratoire* - présente les résultats des essais rhéométriques effectués sur les échantillons argileux provenant des six glissements-coulées, avec la mesure des propriétés rhéologiques et géophysiques lors de la fluidification. La dernière partie - *Caractérisation géophysiques d'argiles à l'échelle du glissement de terrain : le cas du Pont-Bourquin* - est consacrée à l'exploitation combinée de données géophysiques, géodésiques et météorologiques acquises sur le site du Pont Bourquin afin de comprendre les mécanismes influençant la cinématique de ce glissement de terrain.

Partie I : Etat de l'art et méthodologie

Le chapitre 1 définit les mouvements de terrain, et plus particulièrement ceux de type glissement-coulée dans les matériaux argileux. Les méthodes de caractérisation minéralogique, physico-chimique et géotechnique des argiles sont ensuite présentées, avant de s'intéresser aux propriétés rhéologiques de ces matériaux.

Le chapitre 2 décrit les méthodes de reconnaissance et les systèmes de monitoring utilisés sur les glissements argileux. Les propriétés sismiques et électriques des argiles sont également présentées, et la sensibilité des méthodes géophysiques à la transition solide-fluide y est discutée.

Partie II : Caractérisation rhéologique d'argiles à l'échelle du laboratoire

Le chapitre 3 est consacré à l'étude des paramètres rhéologiques des six argiles prélevées sur les glissements-coulées étudiés. Les argiles sont d'abord caractérisées en fonction de leurs propriétés minéralogiques, géochimiques et géotechniques. Les résultats des essais rhéométriques de fluage et d'oscillation sont ensuite interprétés en fonction des propriétés des argiles, et des lois de comportement dépendant des paramètres géotechniques sont proposées. Cette étude a fait l'objet d'une soumission à la revue *Journal of Geophysical Research*.

Le chapitre 4 présente une synthèse des mesures géophysiques réalisées lors des essais rhéométriques provoquant la transition solide-fluide dans les argiles. Les adaptations de

l'appareil rhéométrique pour permettre la mesure de la résistivité électrique sont d'abord décrites. Les résultats des mesures de V_S et de la résistivité électrique sont analysés en utilisant les lois électriques d'Archie et de Waxman-Smits. Cette étude a été soumise pour publication dans la revue *Near Surface Geophysics*.

Partie III : Caractérisation géophysique d'argiles à l'échelle du glissement de terrain : le cas du Pont-Bourquin

Le chapitre 5 est consacré à l'instrumentation du site du Pont-Bourquin et aux reconnaissances géophysiques réalisées sur le glissement. Les caractéristiques principales des systèmes de monitoring électriques et sismiques installés sur le site sont d'abord décrites. Les données géophysiques obtenues lors de campagnes de prospection réalisées en 2010 et 2014 sont ensuite exploitées afin de caractériser la géologie et la géométrie du glissement en profondeur.

Le chapitre 6 est consacré à l'étude par modélisation numérique de la sensibilité du système de monitoring électrique installé sur le glissement du Pont-Bourquin. Celui-ci est caractérisé par un dispositif de deux lignes d'électrodes placées de part et d'autre du glissement, sur les rives stables. Un modèle simplifié du glissement est d'abord créé, puis des anomalies de taille et de résistivité diverses sont introduites afin d'évaluer la sensibilité du système de mesure à des variations de résistivité au sein du glissement.

Le chapitre 7 présente l'interprétation des données géophysiques et environnementales obtenues par les systèmes de monitoring du glissement du Pont-Bourquin. Les séries temporelles mesurées sont d'abord décrites en détail et analysées séparément. Les données géophysiques (sismiques et électriques) et environnementales (pluviométrie, température, déplacements) sont ensuite interprétées de façon combinée pour identifier d'éventuels mécanismes influençant la cinématique de ce glissement.

Première partie

État de l'art et méthodologie

Face aux phénomènes naturels destructeurs tels que les mouvements de terrain, l'Homme est depuis longtemps vulnérable. Bien que la compréhension de ces aléas reste encore aujourd'hui incomplète, de nombreuses techniques ont été développées pour mieux appréhender les processus physiques en jeu dans l'occurrence de ces phénomènes et limiter au maximum l'impact sur les populations et les infrastructures. Cette première partie dresse l'état de l'art sur la classification et la compréhension des mouvements de terrain, et plus particulièrement des glissements-coulées argileux. Les principales techniques de caractérisation du matériau argileux y sont décrites, ainsi que les méthodes de reconnaissance géotechniques, géodésiques et géophysiques utilisées sur les glissements-coulées.

Chapitre 1

Les glissements argileux et la caractérisation des argiles

1.1 Définitions et classifications des mouvements de terrain

La terminologie utilisée pour qualifier les mouvements de terrain a fortement évolué depuis le 19^{ème} siècle, reflétant les travaux de recherche progressifs effectués pour comprendre ces phénomènes. Qualifiés de « glissements de terrain » (« landslips » en anglais) jusqu'à la deuxième moitié du 20^{ème} siècle, les instabilités gravitaires ont depuis vu leur terme modifié en « mouvements de terrain » (« landslides » en anglais) afin de décrire plus précisément les phénomènes physiques en jeu. [Bates et Jackson \(1987\)](#) ont ainsi défini les mouvements de terrain comme « le transport massif de matériaux rocheux ou fins vers l'aval d'une pente et dont le moteur principal est la gravité ». Cette définition a par la suite été modifiée et simplifiée par divers auteurs. La définition la plus utilisée a été établie par [Cruden \(1991\)](#) lors du Working Party on World Landslide Inventory de 1990. Elle décrit ces phénomènes comme « le mouvement d'une masse de roches, de sols ou de débris à l'aval d'une pente ». La réglementation française, sous la forme des Plans de Prévention des Risques Naturels (PPRN), définit les mouvements de terrain comme des « phénomènes naturels d'origines très diverses, résultant de la déformation, de la rupture et du déplacement du sol en masse ou à l'état divisé » ([M.E.T.L. et M.A.T.E., 1999](#)).

Les mouvements de terrain présentent une grande variété de tailles, morphologies, cinématiques et peuvent affecter tous types de formations géologiques. La classification de ces phénomènes est par conséquent une nécessité afin de faciliter et d'unifier leur caractérisation. La première classification a été proposée à la fin du 19^{ème} siècle par [Baltzer \(1875\)](#). Il a distingué les principaux modes d'évolution de ces phénomènes : la chute, le glissement et l'écoulement. Les classifications se sont fortement développées dans la deuxième moitié du 20^{ème} siècle, avec principalement les travaux de [Varnes \(1954\)](#), [Varnes \(1978\)](#), [Hutchinson \(1968\)](#) et [Hutchinson \(1988\)](#) qui ont mené à l'établissement

de la classification de [Cruden et Varnes \(1996\)](#), très répandue à l'heure actuelle. Une synthèse de cette classification est utilisée par le British Geological Survey (BGS) et présentée sur la figure 1.1. On y retrouve les principaux types de mouvements de terrain, depuis les éboulements rocheux jusqu'aux coulées de boue. Cette classification prend en compte les mouvements complexes qui peuvent se décomposer en plusieurs types de phénomènes se déroulant de façon simultanée ou différée. Au BGS, les principaux critères de classification sont le type de mouvement (chute, basculement, glissement, écoulement) et le type de matériau impliqué (roches, débris, sols). D'autres critères additionnels tels que le volume ou la vitesse du mouvement ne sont cependant pas pris en compte dans cette classification.

Très récemment, [Hungr *et al.* \(2014\)](#) ont proposé une mise à jour de la classification générale de [Cruden et Varnes \(1996\)](#). L'objectif était d'améliorer la compatibilité entre les termes géotechniques et géologiques utilisés, ainsi que de prendre en compte les dernières avancées dans le domaine de la compréhension de la cinématique des mouvements de terrain. D'autres classifications plus spécifiques à certains types de mouvements de terrain et de matériaux sont également utilisées, comme celle de [Skempton et Hutchinson \(1969\)](#) pour les argiles, [Hungr *et al.* \(2001\)](#) pour les écoulements, et [Hantz *et al.* \(2003\)](#) pour les éboulements rocheux. Ce travail de thèse s'intéresse au cas particulier des glissements argileux de type écoulements, ou « glissements-coulées » (« flow-like landslides » en anglais), qui sont caractérisés par une combinaison de mouvements (glissement et coulée). Ces phénomènes couplés sont généralement qualifiés de complexes dans les classifications existantes, comme le montre celle utilisée par le British Geological Survey (encadré noir de la figure 1.1).

1.2 Les glissements-coulées argileux

1.2.1 Caractéristiques des glissements-coulées

Plusieurs terminologies sont utilisées en français comme en anglais afin de décrire les différents types d'écoulements rencontrés dans la nature. Dans leur mise à jour de 2014, [Hungr *et al.* \(2014\)](#) décomposent 11 types différents de mouvements de terrain de type écoulement en fonction de leur nature (roche, débris ou sol) ainsi que de leur morphologie, de leurs propriétés géotechniques et de leurs déplacements. Nous nous intéresserons en particulier aux écoulements qualifiés par [Hungr *et al.* \(2014\)](#) de « mud flows », « debris flows » et « earth flows ». En français, la traduction de ces termes peut varier et nous utiliserons par la suite les termes de « coulées de boue », « coulées de débris » et « glissements-coulées » pour nommer ces phénomènes.

Les coulées de boue correspondent à des écoulements rapides à extrêmement rapides (quelques m.h^{-1} à quelques m.s^{-1}) de sols plastiques saturés dans un canal pentu ([Hungr *et al.*, 2014](#)). Les sols en présence sont caractérisés par l'absence de tri granulométrique, par un indice de plasticité supérieur à 5% et par des teneurs en eau importantes, proches

Material		ROCK	DEBRIS	EARTH
Mvt type				
FALLS		<p>Rock fall</p>	<p>Debris fall</p>	<p>Earth fall</p>
	TOPPLES	<p>Rock topple</p>	<p>Debris topple</p>	<p>Earth topple</p>
SLIDES	Rotational	<p>Single rotational slide (slump)</p>	<p>Multiple rotational slide</p>	<p>Successive rotational slide</p>
	Translational (planar)	<p>Rock slide</p>	<p>Debris slide</p>	<p>Earth slide</p>
SPREADS	<p>e.g. Cambering and valley bulging</p>			<p>Earth spread</p>
FLOWS	<p>Solifluction flows</p>	<p>Debris flow</p>		<p>Earth flow</p>
COMPLEX	<p>e.g. Slump-earthflow with rockfall debris</p>		<p>e.g. Composite, non-circular part rotational, part translational slide grading to earthflow at toe</p>	

BGS - NERC

FIGURE 1.1: Classification des mouvements de terrain du British Geological Survey (Varnes, 1978; Cruden et Varnes, 1996). L'encadré noir représente les mouvements de terrain de type coulées.

de la limite de liquidité. Une grande quantité d'eau et de matériaux peut être entraînée le long du chemin d'écoulement.

Les coulées de débris sont décrites par [Hungr *et al.* \(2014\)](#) comme des écoulements rapides à extrêmement rapides (quelques m.h^{-1} à quelques m.s^{-1}) de débris saturés dans un canal pentu. Les coulées de débris sont caractérisées par des matériaux peu plastiques et par l'absence de tri granulométrique. Une grande quantité d'eau et de matériaux peut par ailleurs être entraînée le long du chemin d'écoulement.

Les glissements-coulées sont définis par [Hungr *et al.* \(2014\)](#) comme un mouvement de type écoulement, lent à rapide (de quelques m.an^{-1} à quelques m.h^{-1}), intermittent, de matériaux argileux. Les mouvements sont de plus facilités par une combinaison de glissements sur plusieurs surfaces de rupture et par des déformations cisailantes internes. De longues périodes dormantes alternent avec des périodes plus actives caractérisées par des vitesses élevées, jusqu'à plusieurs m.h^{-1} . Les glissements-coulées se produisent dans des sols au comportement plastique (indice de plasticité $> 5\%$) dont la consistance se situe proche de la limite plastique ([Hungr *et al.*, 2014](#)). Ces sols sont principalement fins, de nature argileuse ou silteuse ([Picarelli *et al.*, 2005](#)). [Hungr *et al.* \(2001\)](#) ont également proposé que les mouvements de terrain montrant des caractéristiques de glissements-coulées comportent principalement des silts ou des argiles (figure 1.2). L'alternance de périodes « dormantes » et « actives » est quant à elle liée à l'absence ou à la concentration dans le temps de précipitations dans la zone déstabilisée. Lors de périodes relativement sèches, le matériau conserve un état plastique et le glissement se déforme lentement avec des déplacements modérés (quelques m.an^{-1}). Au contraire, lors d'évènements pluvieux intenses, l'augmentation de la teneur en eau provoque une diminution de la résistance au cisaillement du matériau, et la déstabilisation s'accroît.

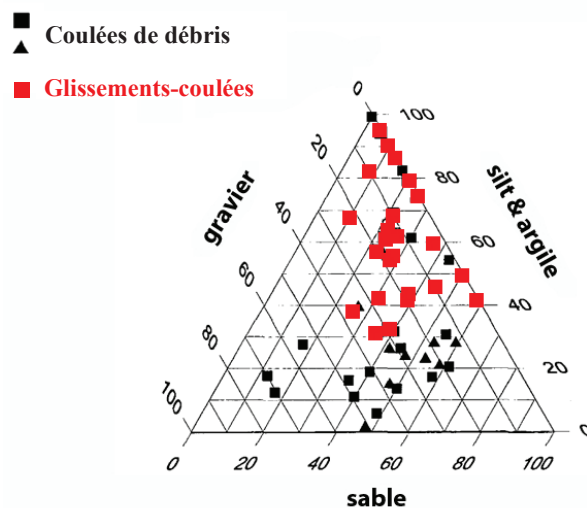


FIGURE 1.2: Composition granulométrique des coulées de débris et des glissements-coulées. Graviers : 2-18 mm. Sables : 0.074-2 mm. Silts et argiles : < 0.074 mm (tiré de [Hungr *et al.* \(2001\)](#), et modifié par [Mainsant \(2013\)](#)).

En pratique, ces trois types d'instabilités peuvent être combinés dans le temps et l'espace. Ainsi, un mouvement de terrain peut commencer par un glissement avec apparition progressive de déformations et de fissures sur une pente, puis par la création de surfaces de rupture plus ou moins profondes provoquant le départ d'un volume de sol variable. Suite à des événements pluvieux intenses, les déplacements peuvent s'accélérer et l'augmentation de la teneur en eau peut provoquer une fluidification du matériau, entraînant l'occurrence de coulées de boue ou de débris très rapides. Cette combinaison de phénomènes s'observe dans plusieurs zones de la vallée alpine de l'Ubaye, avec les glissements de Poche, La Valette et Super-Sauze (Malet, 2003; Malet *et al.*, 2005). Ces glissements sont régulièrement le siège de coulées de boue et de coulées de débris caractérisées par des vitesses dépassant le m.s^{-1} .

Bien que les glissements-coulées présentent une grande diversité de tailles, certaines caractéristiques morphologiques sont cependant communes à beaucoup de glissements de terrain. La figure 1.3 en illustre les principales. On retrouve généralement en tête de glissement la zone d'ablation délimitée par un escarpement principal (EP) et des fissures sommitales (FS). En profondeur, la zone d'ablation est délimitée par une surface de rupture cisailante (SR). Enfin, le milieu et le pied du glissement sont généralement constitués par la zone d'accumulation dans laquelle des bourrelets (B) de tailles diverses évoluent en fonction de la cinématique du glissement.

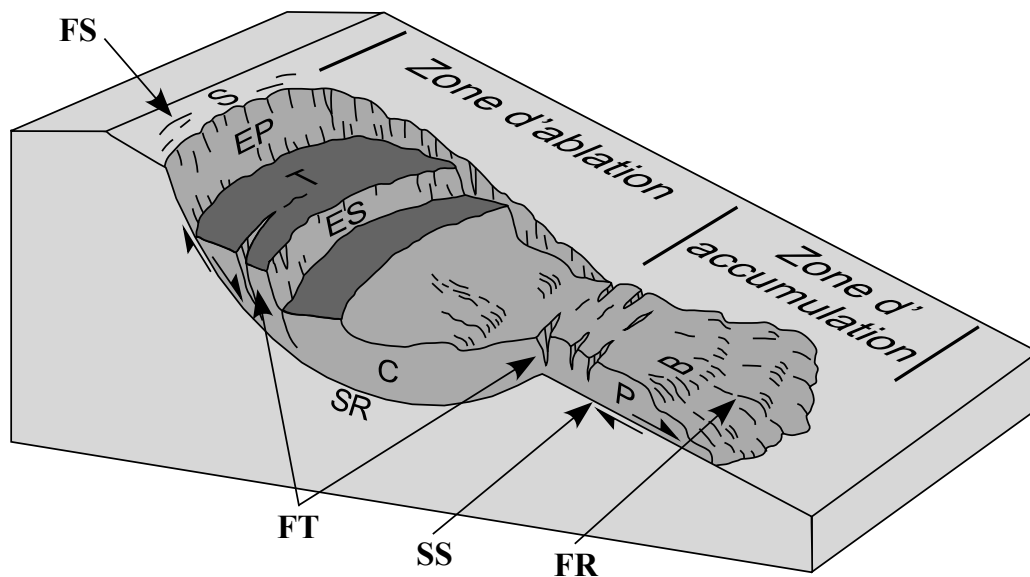


FIGURE 1.3: Terminologie morphologique d'un glissement de terrain (modifié d'après Cornforth (2005)). FS : fissures sommitales. S : sommet. EP : escarpement principal. T : tête. ES : escarpement secondaire. C : corps de glissement. SR : surface de rupture cisailante. FT : fissures transverses. SS : surface de séparation. P : pied du glissement. B : bourrelet. FR : fissures radiales.

1.2.2 Exemples de glissements-coulées

Les glissements évoluant parfois en coulées sont présents dans de nombreuses régions du monde et peuvent affecter différentes formations géologiques. Le glissement récent d'Oso dans l'Etat de Washington (Etats-Unis) est un exemple frappant du potentiel destructeur de ce type de phénomène. D'un volume total estimé à 8 millions de m³, ce glissement a parcouru une distance très importante (1,7 km), comparativement à la hauteur de chute du matériau (180 m). Ces observations sont attestées par le calcul du coefficient de mobilité H/L (H, dénivelé parcouru par la coulée et L, longueur parcourue par la coulée) égal à 0,105, une valeur très basse. Au vu des caractéristiques géomorphologiques du glissement et en se fondant sur la classification proposée par [Hungre *et al.* \(2014\)](#), [Iverson *et al.* \(2015\)](#) ont décrit ce glissement comme un glissement-coulée ayant évolué en coulée de débris. Comme décrit sur la figure 1.2, les glissements-coulées se produisent également dans des formations plus riches en argiles et en silts. Leurs caractéristiques ont largement été reportées dans différentes études ([Angeli *et al.*, 2000](#); [Picarelli *et al.*, 2005](#); [Gattinoni *et al.*, 2012](#)).

Ce travail de thèse s'appuie sur la caractérisation morphologique, géotechnique, rhéologique et géophysique de plusieurs glissement-coulées argileux : Harmalière, Super-Sauze et Char d'Osset situés dans les Alpes françaises, Pont-Bourquin dans les Alpes suisses, Montevecchio dans les Alpes italiennes, et Hollin-Hill dans le comté de Yorkshire en Angleterre. Leurs caractéristiques géographiques sont décrites dans le tableau 1.1, et leur localisation est fournie sur la carte de la figure 1.4. Les principales caractéristiques de chacun de ces glissements seront décrites succinctement en anglais dans le [chapitre 3](#). Une description en français est disponible en [annexes A à F](#).

N°	Nom du site	Région	Altitude (m)	Unité administrative	Pays
1	Harmalière	Trièves	750-500	Isère	France
2	Super-Sauze	Ubaye	2100-1740	Alpes de Haute Provence	France
3	Char d'Osset	Maurienne	1100-700	Savoie	France
3	Pont-Bourquin	Préalpes suisses	1460-1340	Valais	Suisse
5	Hollin-Hill	York	110-60	Comté de York	Angleterre
6	Montevecchio	Emilia-Romagna	220-70	Région de Emilia-Romagna	Italie

TABLE 1.1: Principales caractéristiques géographiques des six sites d'étude.

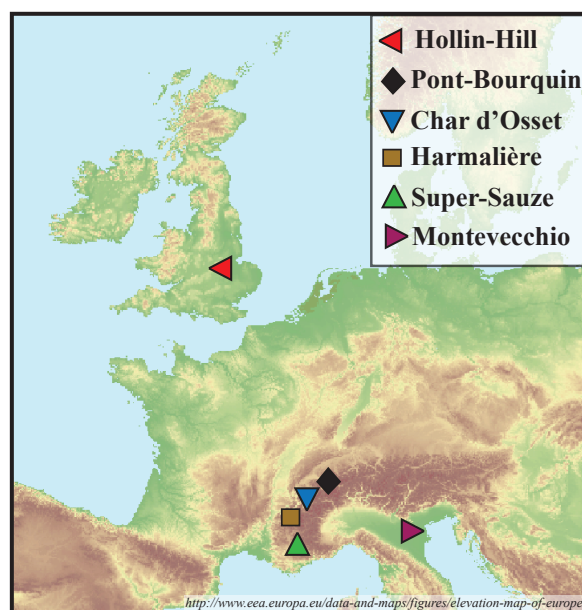


FIGURE 1.4: Localisation des glissements-coulées étudiés durant le travail de thèse : Harmalière, Super-Sauze, Char d'Osset, Pont-Bourquin, Montevécchio et Hollin-Hill.

1.3 Les argiles

Provenant du grec « argos » signifiant « blanc » et du latin « argilla », l'argile est un matériau naturel présent dans de très nombreuses régions du monde. Elle est utilisée par l'Homme depuis des millénaires, et l'a été notamment dans l'Antiquité à des fins artistiques (sculpture), pratiques (poterie) et architecturales (briques). Les argiles possèdent également des propriétés thérapeutiques du fait de leurs vertus cicatrisantes et antiseptiques. A une échelle plus globale, les argiles constituent l'élément essentiel au développement de la vie sur Terre en participant à la synthèse de biomolécules prébiotiques (Bergaya *et al.*, 2006). Plus en rapport avec ces travaux de thèse, les argiles présentent des propriétés mécaniques très complexes qui rendent difficile la compréhension de la cinématique des glissements-argileux et leur prévision.

Les domaines d'utilisation de l'argile sont très différents et illustrent l'abondante littérature scientifique qui existe à leur sujet. Bien que cette profusion de connaissance puisse apporter de nombreuses réponses quant aux propriétés des argiles, elle est également responsable de nombreuses confusions dans les langages utilisés. Nous proposons ici de poser le vocabulaire approprié pour le sujet qui nous intéresse. Dans le domaine des géosciences, la définition de l'argile regroupe trois caractéristiques bien distinctes : (1) la granulométrie, (2) la minéralogie et (3) la plasticité. La « Clay Mineral Society » définit ainsi l'argile comme « un matériau naturel composé principalement de minéraux fins au comportement plastique pour des teneurs en eau suffisantes » (Guggenheim *et*

Martin, 1995). Les deux parties suivantes s'emploient à décrire la minéralogie des argiles et les méthodes de caractérisation minéralogiques et géotechniques.

1.3.1 Nature et minéralogie des argiles

Les minéraux argileux font partie de la famille des phyllosilicates et sont constitués d'empilement de feuillets tétraédriques (T) et octaédriques (O) séparés par un espace interfoliaire. Les feuillets T sont composés de molécules de silicium et d'oxygène (SiO_4) et les feuillets O par des molécules d'aluminium et d'hydroxyde ($Al(OH)_6$). Chacun de ces deux types de cristal subit fréquemment des substitutions isomorphiques des atomes de silicium et d'aluminium par les atomes de magnésium (Mg) et de fer (Fe) principalement. Les minéraux argileux se séparent en deux types de structures principales : la première est constituée d'empilements de feuillets tétraédriques et octaédriques (TO ou 1 : 1). La seconde est constituée d'empilements de feuillets tétraédriques recouvrant un feuillet octaédrique (TOT ou 2 : 1). La figure 1.5 illustre ces deux types de structure 1 : 1 et 2 : 1 avec la représentation schématique de la structure d'une kaolinite et d'une montmorillonite, et des images par Microscopie Électronique en Transmission (MET) de ces deux types d'argile. La structure parfois complexe des minéraux argileux est ainsi responsable d'une grande variabilité entre la surface spécifique de ce matériau (i.e., sa superficie réelle) et sa surface apparente. Ces différences de structure et de surface spécifique entre les minéraux argileux sont à l'origine de propriétés distinctes. Les minéraux argileux de type 2 : 1 sont ainsi plus susceptibles aux effets de retrait gonflement du fait de leur capacité à incorporer des cations hydratés dans leurs espaces interfoliaires. Cette capacité à incorporer des cations hydratés est d'autant plus importante que leur surface spécifique l'est aussi. Une variation microscopique des espaces entre les feuillets peut ainsi provoquer des changements de volume conséquents à l'échelle macroscopique. Les argiles sont alors qualifiées de gonflantes (par exemple les smectites, voir figure 1.5).

En fonction de du caractère ordonné des réseaux cristallins et de la possibilité de substitution isomorphique les affectant, les minéraux argileux sont décomposés en plusieurs familles. Les plus connues sont décrites ci-dessous, et leurs principales caractéristiques sont résumées dans le tableau 1.2.

Structure TO :

- Kaolinite : du chinois « gāo líng tǔ » signifiant « terre des hautes collines », cette famille d'argile est composée de silicates d'aluminium hydratés subissant peu de substitutions isomorphiques. La surface spécifique est évaluée à 5 à 20 $m^2 \cdot g^{-1}$ ce qui classe cette argile comme peu active (pas ou peu sujette aux problématiques de retrait-gonflement).

Structure TOT :

- Illite : découverte à l'origine dans l'état américain de l'Illinois, cette famille d'argile se rapproche structurellement des micas. Elle est sujette aux substitutions isomorphiques avec le remplacement fréquent de l'atome de silicium par l'aluminium (atome X sur la

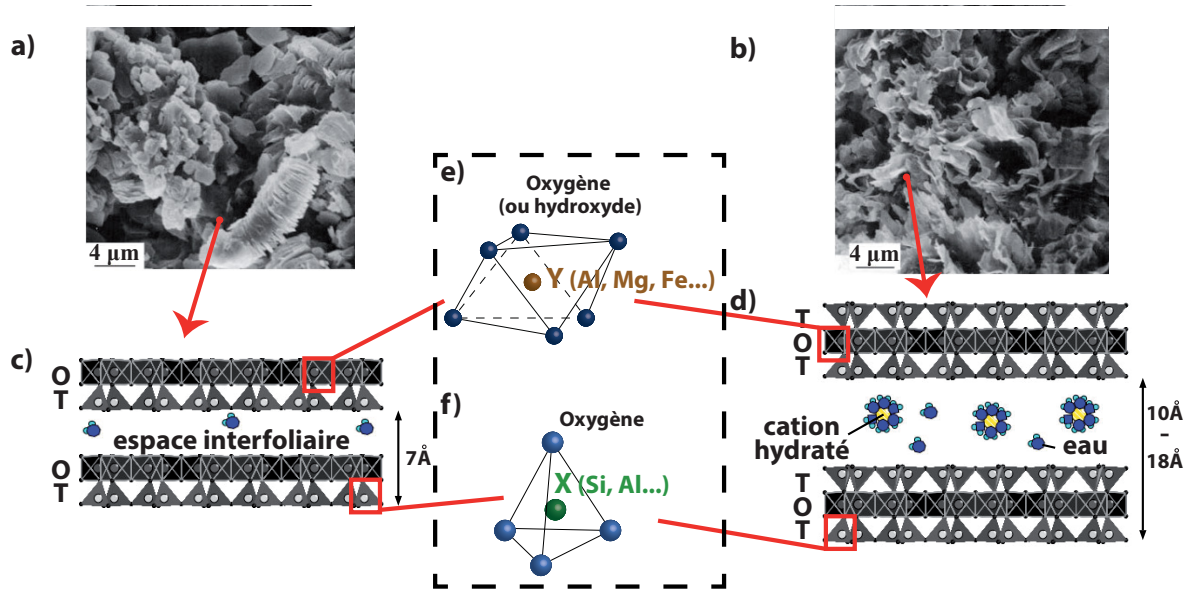


FIGURE 1.5: a) Images de Microscopie Électronique en Transmission (MET) d'une Kaolinite et b) d'une smectite de Sasso, en Italie (Lombardi *et al.*, 1987). c) Représentation schématique d'une argile de type TO (ou 1 : 1) dont les kaolinites font partie. d) Représentation schématique d'une argile de type TOT (ou 2 : 1) dont les smectites font partie (modifié d'après Bradbury et Baeyens (2002)).

figure 1.5), et du remplacement de l'atome d'aluminium par les atomes de fer et magnésium (atome Y sur la figure 1.5). Elle est également caractérisée par une surface spécifique importante, de 100 à 175 $\text{m}^2 \cdot \text{g}^{-1}$. Cette argile est donc qualifiée d'active. Cependant, l'occupation des espaces interfoliaires par des ions potassium (K^+) peu hydratés empêche le gonflement des feuillets.

- Chlorite : du latin « chloritis » en référence à sa couleur verte, cette famille d'argile est proche des micas noirs dont elle est issue. Elle subit fréquemment une substitution de l'atome d'aluminium par un atome de fer. Sa surface spécifique peut aller de 100 à 175 $\text{m}^2 \cdot \text{g}^{-1}$. Cette argile est donc qualifiée d'active.

- Smectite (ou Montmorillonite) : découverte et étudiée à l'origine dans la localité de Montmorillon dans la Vienne (France), la famille des smectites est composée de feuillets très désorganisés qui favorisent leur éloignement respectif et l'adsorption de cations hydratés. La surface spécifique de cette famille d'argile est évaluée à plus de 800 $\text{m}^2 \cdot \text{g}^{-1}$ ce qui la rend très active et gonflante. La bentonite, qui fait partie de cette famille d'argile, est ainsi très utilisée comme boue de forage dans les travaux géotechniques.

Famille minéralogique	Substitution isomorphique	Surface spécifique (m ² .g ⁻¹)	Retrait-Gonflement
Kaolinite	Non	5-20	Non
Illite	Oui	100-175	Non
Chlorite	Non	100-175	Possible
Smectite	Non	> 800 m ² .g ⁻¹	Oui

TABLE 1.2: Principales caractéristiques des familles minéralogiques d’argile de type Kaolinite, Illite, Chlorite et Smectite.

1.3.2 Caractérisation minéralogique, géochimique et géotechnique

Les argiles sont des minéraux complexes aux propriétés variées. Plusieurs méthodes de caractérisation existent afin de définir leurs :

- propriétés minéralogiques (structure 1 : 1 ou 2 : 1)
- propriétés géochimiques (capacité d’adsorption de cations hydratés)
- propriétés géotechniques (comportement plastique)

La présente partie décrit les principales méthodes de caractérisation existantes dans chacun de ces domaines.

1.3.2.1 Caractérisation minéralogique

Comme décrit précédemment, les argiles se divisent en différentes familles qui dépendent de la nature et de la qualité de leur réseau cristallin. La méthode la plus utilisée pour évaluer la nature des minéraux argileux est la diffractométrie de rayons X, ou DRX (Moore *et al.*, 1989). Cette technique est fondée sur l’utilisation d’un faisceau de rayons X de longueur d’onde équivalente à la distance interatomique ($\lambda = 0,17$ nm). Le faisceau se diffracte à la surface des cristaux puis se propage dans toutes les directions de l’espace, créant des interférences destructives et constructives. Les directions dans lesquelles les interférences sont constructives sont appelées pics de diffraction. Elles peuvent être mesurées en utilisant la loi de Bragg :

$$2d\sin(\theta) = N\lambda \tag{1.1}$$

où d (en m) est la distance interréticulaire (i.e., la distance entre deux plans cristallographiques), θ est le demi angle de déviation (moitié de l’angle entre le rayon incident et la direction du détecteur), N (sans unité) est l’ordre de réflexion et λ (en m) la longueur d’onde du rayon X utilisé. L’information combinée apportée par l’angle de déviation et l’ordre de réflexion permet d’en déduire la nature du cristal étudié. Différentes méthodes

de préparation existent pour la réalisation de mesures de DRX, chacune permettant d'obtenir la structure du minéral. La méthode utilisée dans ces travaux de thèse est celle décrite par [Doebelin et Kleeberg \(2015\)](#), pour laquelle le matériau est introduit sous forme de poudre (diamètre maximum 400 μm) dans un diffractomètre Bruker D8.

1.3.2.2 Caractérisation géochimique

Dans les minéraux argileux, les substitutions isomorphiques fréquentes subies par les cations Si^{4+} dans les couches tétraédriques et par les cations Al^{3+} ou Fe^{3+} dans les couches octaédriques par des atomes de valence inférieure provoquent des excès de charge négative à la surface des feuillets d'argile. Les couches T peuvent ainsi avoir leurs cations de silicium (Si^{4+}) remplacés par un cation Al^{3+} ou Fe^{3+} . Les couches octaédriques peuvent quant à elles voir leurs cations d' Al^{3+} ou de Fe^{3+} substitués par un cation Mg^{2+} . Les excès de charges négatives apportés par ces substitutions isomorphiques permettent aux feuillets argileux de retenir des cations hydratés à leur surface et provoquer une augmentation importante de l'espace interfoliaire, à l'origine du phénomène de retrait-gonflement. La mesure de la capacité d'un sol (ou plus encore d'une argile) à retenir des cations hydratés est donc d'une grande importance pour évaluer son potentiel de gonflement. Par ailleurs, les cations retenus à la surface des feuillets d'argile jouent également un rôle important sur les propriétés électrolytiques de l'eau porale en compensant le déficit possible d'ions en solution. La mesure de la quantité d'ions retenus à la surface de feuillets d'argile est rendue possible par la méthode de Capacité d'Échanges Cationiques (*CEC*). Avec cette méthode, les cations retenus sont échangés par un substitut connu dont la concentration résiduelle est mesurée après que l'équilibre en solution est atteint. La *CEC* du matériau testé est alors exprimée en $\text{meq}\cdot 100\text{g}^{-1}$, qui représente la quantité de cations échangeables en solution pour 100 g de sol sec. Dans ces travaux de thèse, le substitut utilisé pour échanger les cations est la cobaltihexamine. Sa concentration résiduelle a été mesurée en utilisant un spectromètre et en connaissant la bande d'absorption de la cobaltihexamine (472 nm) ([Mantin et Glaeser, 1960](#); [Mantin, 1969](#)).

1.3.2.3 Caractérisation géotechnique

Distribution granulométrique :

En géotechnique, l'analyse granulométrique permet de déterminer la distribution des tailles de grains constituant l'échantillon de sol étudié ([Ietto et al., 2016](#)). Leur établissement ainsi que leur analyse sont encadrés en France par la norme NF P 94 056. Principalement de deux types, les distributions granulométriques peuvent être effectuées par la méthode des tamis ou par méthode laser. La méthode des tamis consiste à filtrer le sol étudié sur des tamis de taille de plus en plus petite, et de peser la masse de sol restant sur chaque tamis. Cette méthode permet d'obtenir une distribution massique d'échantillons de sol jusqu'à des diamètres de quelques dizaines de μm . La méthode de granulométrie laser, plus récente, consiste à émettre un faisceau de lumière à travers un échantillon de sol dispersé dans une solution, et de mesurer la diffusion de ce faisceau. Cette méthode

permet d'évaluer la distribution granulométrique volumique d'échantillons de sol très fins pour des diamètres de quelques millimètres à quelques dixièmes de μm . La figure 1.6 en illustre un exemple avec la distribution granulométrique laser d'un échantillon de sol provenant du glissement d'Harmalière dans le Trièves. L'analyse de la courbe permet d'évaluer le pourcentage de passant pour différents diamètres, appelés D_X pour le pourcentage d'échantillon passant au tamis de diamètre X. Ainsi, l'échantillon étudié ici montre un $D_{40} = 96 \%$ et un $D_2 = 20 \%$. L'analyse de la courbe granulométrique permet également d'évaluer l'homogénéité de la distribution en calculant les coefficients d'uniformité C_u et de courbure C_c respectivement égaux à :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (1.2)$$

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60} d_{10}} \quad (1.3)$$

où d_x représente le diamètre pour lequel $x \%$ des grains de l'échantillon sont plus fins. Ces coefficients, fondés sur la classification USCS (Unified Soil Classification System), sont ensuite utilisés pour caractériser le type de sol en présence. Ici, $C_u = 6,7$ et $C_c = 1,1$, ce qui correspond à un sol bien gradué.

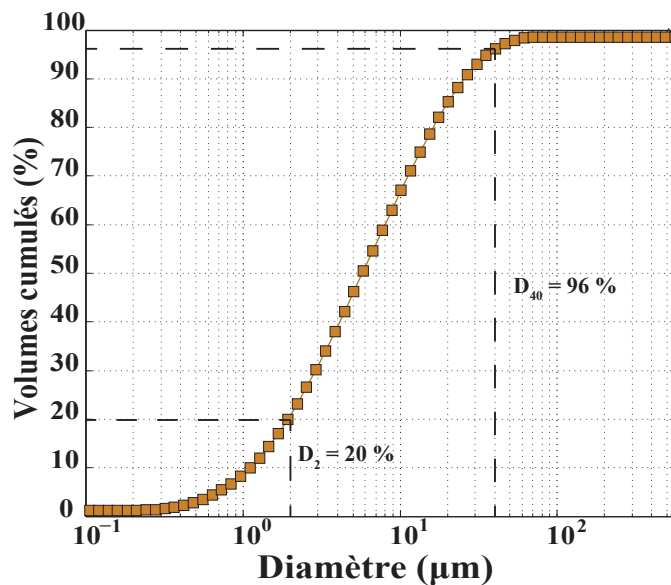


FIGURE 1.6: Distribution granulométrique d'échantillon de sol provenant du glissement d'Harmalière (Trièves).

Limites d'Atterberg :

En géotechnique, la plasticité d'un matériau est un paramètre indispensable pour évaluer sa capacité à se déformer de façon irréversible lorsqu'une contrainte lui est appliquée. La méthode la plus utilisée pour déterminer la plasticité d'un sol est la caractérisation des limites d'Atterberg, établies par l'agronome Albert Atterberg dans la deuxième moitié du XIXe siècle, et standardisées par Arthur Casagrande en 1932 (Casagrande, 1932, 1958). Les limites d'Atterberg consistent à déterminer les limites de plasticité (LP) et de liquidité (LL), qui représentent les teneurs en eau à partir desquelles le matériau testé se comporte respectivement plutôt de façon plastique ou liquide. Cette méthode apporte de nombreux avantages du fait de sa rapidité d'exécution, de son utilisation internationale, et de son faible coût de réalisation.

La limite de plasticité est mesurée à partir de la méthode dite « des rouleaux » (norme française NF P94-051) qui consiste à réaliser de fins rouleaux de sol avec un diamètre déterminé. Lorsque la réalisation du rouleau au diamètre demandé provoque sa rupture, la teneur en eau du matériau testé correspond à la limite de plasticité (figure 1.7a). Cette méthode est cependant peu fiable car très variable en fonction de l'opérateur. Elle nécessite par conséquent d'être répétée un grand nombre de fois.

Plusieurs méthodes de mesure de la limite de liquidité existent, avec en particulier la méthode dite « à la coupelle de Casagrande » (norme française NF P94-051) et la méthode dite « du cône » (norme française NF P94-052.1). La méthode à la coupelle de Casagrande consiste à placer une quantité de matériau sur une coupelle, et à y tracer une rainure à l'aide d'un outil aux dimensions normalisées. La LL correspond dans ce cas à la teneur en eau pour laquelle les deux lèvres du matériau rentrent en contact pour un nombre de chocs sur la coupelle égal à 25 (figure 1.7b). Dans le cas de la méthode au cône, la limite de liquidité correspond à la teneur en eau du matériau pour laquelle la chute du cône (de dimensions normalisées) provoque un enfoncement de 17 mm de ce dernier (figure 1.7c). Les deux méthodes de détermination de la limite de liquidité sont connues pour donner des résultats similaires pour des valeurs de LL inférieures à 100 % (Sridharan et Prakash, 2000). Au-delà, la LL mesurée à partir de la méthode de la coupelle devient légèrement inférieure à celle déterminée à partir de la méthode du cône.

Le potentiel de plasticité d'un sol est évalué par l'indice de plasticité IP qui est calculé par la différence $IP = LL - LP$ (figure 1.7d). La détermination des limites d'Atterberg permet de classer différentes catégories de sols en fonction du diagramme de Casagrande qui place les matériaux en fonction de leur LL et IP (figure 1.7e). En dessous de la ligne A, on retrouve ainsi les argiles inorganiques ou silts, tandis que les argiles organiques sont retrouvées au-dessus.

D'un point de vue plus général, les propriétés plastiques des argiles sont influencées par des facteurs environnementaux tels que la concentration ionique en solution et la température. Schmitz *et al.* (2004) montrent ainsi que la LL d'argiles bentonitiques (propriétés semblables aux smectites/montmorillonites) diminue de façon exponentielle avec la concentration en ions Ca^{2+} , K^{+} ou Na^{+} (figure 1.7f). La figure 1.7g montre quant à elle l'évolution de la LL de matériaux argileux composés de différentes proportions

de kaolinite et montmorillonite en fonction de la température (Jefferson et Foss Rogers, 1998). Il apparaît que les matériaux contenant la plus grande proportion de montmorillonite (sensible au phénomène de retrait-gonflement) sont ceux qui sont les plus influencés par la température.

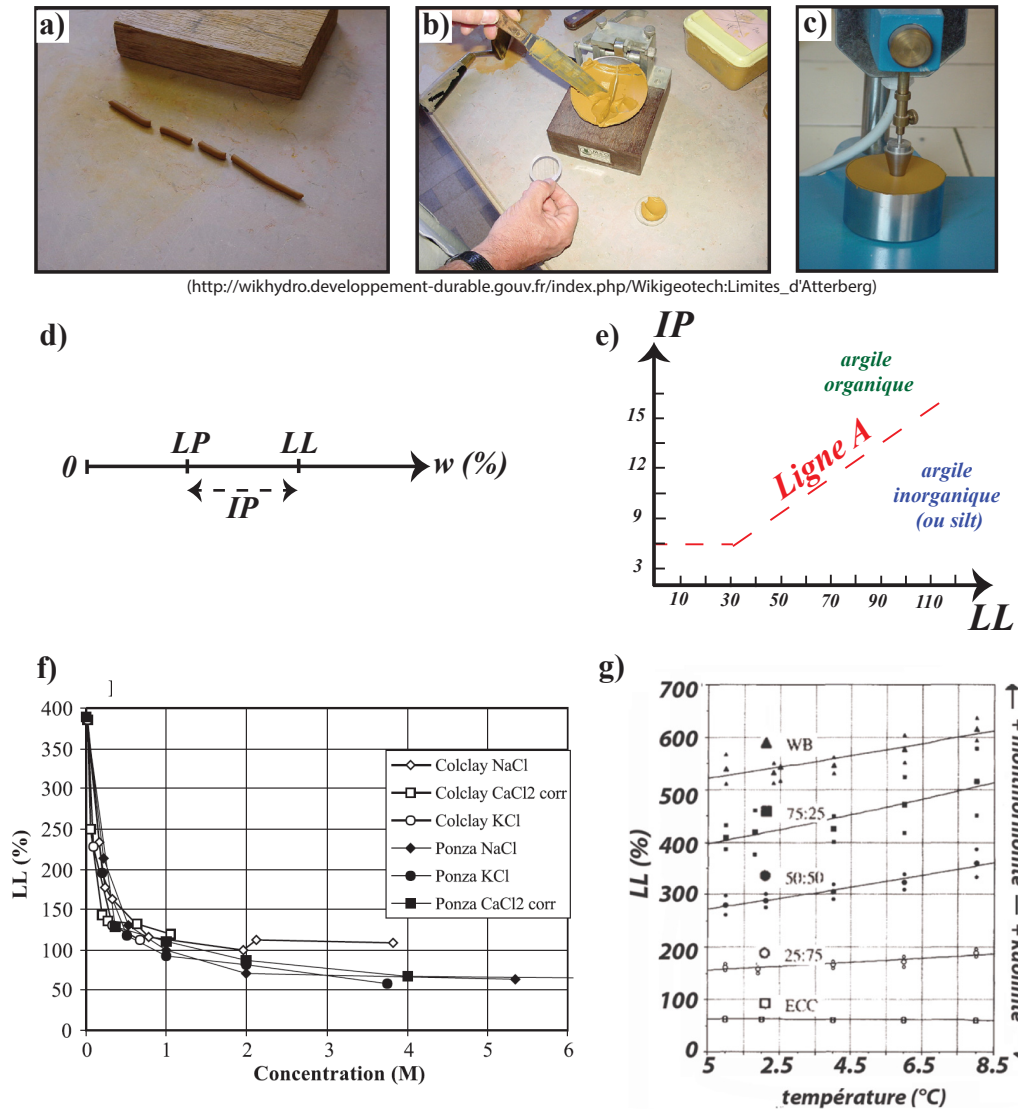


FIGURE 1.7: a) Exemple de test au rouleau pour la détermination de la limite de plasticité LP d'un sol argileux b) Détermination de la limite de liquidité LL par le test à la coupelle de Cassagrande et c) le test au cône. d) Échelle schématique de teneur en eau décrivant les limites plastiques et liquides d'un matériau. e) Exemple type d'un diagramme de Casagrande, avec la ligne A délimitant les argiles inorganiques et organiques. f) Influence de la concentration ionique sur la limite de liquidité d'échantillons d'argile bentonitique (d'après Schmitz *et al.* (2004)). g) Influence de la température sur la LL (ici teneur en eau volumique). D'après Jefferson et Foss Rogers (1998).

Valeur au bleu de méthylène :

L'essai au bleu de méthylène est un test géotechnique permettant d'évaluer la quantité d'argiles gonflantes dans un matériau. Il est encadré en France par la norme NF-P 94-068. L'essai consiste à introduire une solution de bleu de méthylène de concentration connue dans le matériau testé. Au fur et à mesure de l'introduction de bleu, les surfaces externes et internes des particules argileuses sont progressivement recouvertes. Le test arrive à son terme lorsque tous les cations ont été remplacés par le bleu de méthylène, ce qui se traduit par l'apparition d'un halo bleu visible autour des particules d'argiles. La valeur au bleu V_B est alors déterminée par le calcul du ratio M_{BM}/M_{sol} avec M_{BM} la masse de bleu introduite et M_{sol} la masse de sol utilisée pour le test. D'un point de vue quantitatif, les sols argileux à très argileux possèdent une $V_B > 8$.

Cet essai présente également l'intérêt d'estimer de manière simple, rapide et peu onéreuse la surface spécifique de l'argile testée (Yukselen et Kaya, 2006; Santamarina J.C et E., 2002). Connaissant l'aire couverte par une molécule de bleu de méthylène, la surface spécifique est calculée à partir de l'équation suivante :

$$S_s = \frac{V_B V_{BM}}{F_C M_{sol}} \cdot \frac{m_{BMsec} A_v A_{BM}}{373,91} \quad (1.4)$$

où V_B est la valeur au bleu du sol exprimée en fonction de : V_{BM} , quantité de bleu de méthylène adsorbé (en millilitre) ; M_{sol} , masse sèche de la prise d'essai (en grammes). F_C est un facteur de conversion exprimé en fonction de m_{BM} , teneur en bleu de la solution de titrage (g.ml^{-1}) ; A_v , nombre d'Avogadro ($6,02 \times 10^{\text{atomes.mol}^{-1}}$) ; A_{BM} , aire couverte par une molécule de bleu de méthylène (130 \AA^2) et le poids moléculaire du bleu de méthylène ($373,91 \text{ g.mol}^{-1}$).

1.4 Rhéologie des argiles

La compréhension et la caractérisation du comportement mécanique des argiles constituent depuis longtemps un défi pour la communauté scientifique. Deux modèles de comportement sont principalement avancés : frictionnels et non frictionnels. Pour les matériaux frictionnels, la résistance du sol est directement liée au niveau moyen de contrainte appliquée (critère de Mohr Coulomb). La rupture est alors provoquée par l'augmentation des pressions interstitielles conduisant à des contraintes effectives nulles (Wood, 1990; Picarelli *et al.*, 2005; Darve *et al.*, 2004). De tels comportements sont généralement modélisés en utilisant des lois élastoplastiques (Iverson, 1997a), mais de récentes études commencent à incorporer également des propriétés viscoplastiques dans les étapes post-rupture des modélisations (Jop *et al.*, 2006; Berzi et Larcen, 2013; Prime *et al.*, 2014). Pour les matériaux non frictionnels, la résistance du sol est considérée comme indépendante de la contrainte moyenne exercée (critère de Von Mises), et est caractérisée par une contrainte cisailante seuil. La rupture du sol est alors provoquée lorsque la contrainte

cisaillante qui lui est appliquée dépasse sa contrainte seuil. De tels comportements sont modélisés en utilisant des lois viscoplastiques telles que celles utilisées par [Ancey \(2007\)](#). D'un point de vue plus général, les modèles frictionnels s'appliquent donc à des systèmes granulaires dont les vides sont remplis d'un fluide, tandis que les modèles non frictionnels s'appliquent à des « pâtes » constituées de particules fines dont le comportement est régi par des interactions colloïdales. En pratique cependant, il est probable que la transition entre ces deux concepts de rupture des matériaux soit plus continue qu'envisagée par ces deux approches. Dans ces travaux de thèse fondés sur la compréhension des mécanismes en jeu lors de la transition solide-fluide dans les glissements argileux, nous nous intéresserons dans un premier temps aux modèles de comportement viscoplastiques. La rupture des sols sera ensuite caractérisée en termes de propriétés rhéologiques (du grec « rheo » signifiant « écoulement », et « logo » signifiant « étude »).

1.4.1 Propriétés rhéologiques des fluides

Les relations contraintes-déformations de matériaux granulaires ou de « pâtes » peuvent varier en fonction de leurs propriétés rhéologiques. Différentes lois de comportement existent, prenant en compte les propriétés plus ou moins complexes de ces matériaux. La présente partie s'emploie à définir les caractéristiques de fluides newtoniens, non newtoniens, et de fluides à seuils.

1.4.1.1 Fluides newtoniens

Considérons un fluide sous cisaillement continu τ exercé par une lame supérieure se mouvant à vitesse v supérieure à celle de la lame inférieure (figure 1.8a). Le fluide est caractérisé par une hauteur h . Le gradient de vitesse $\dot{\gamma}$ (ou taux de cisaillement) se développant dans le fluide s'exprime de la façon suivante :

$$\dot{\gamma} = \frac{v}{h} \quad (1.5)$$

où $\dot{\gamma}$ s'exprime alors en s^{-1} . Le comportement rhéologique de fluides newtoniens obéit à la loi suivante :

$$\tau = \eta \dot{\gamma} \quad (1.6)$$

avec τ la contrainte appliquée (en Pascal, Pa), η la viscosité (en Pa.s). Un fluide newtonien est ainsi caractérisé par une déformation instantanée dès lors qu'une contrainte lui est appliquée. Autre caractéristique importante, un fluide newtonien n'a pas de « mémoire ». Autrement dit, toute déformation imposée au matériau sera permanente et irréversible.

Cette déformation γ peut être calculée de la façon suivante :

$$\gamma = \frac{\tau t}{\eta} \quad (1.7)$$

avec t le temps d'application de la contrainte

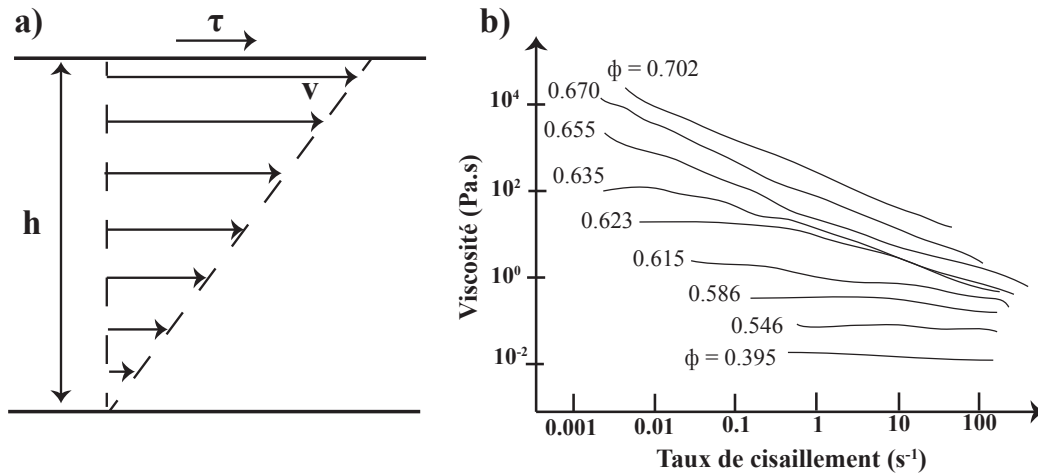


FIGURE 1.8: a) Fluide sous cisaillement continu dans une géométrie d'outil plan-plan où v est la vitesse de la lame supérieure par rapport à la lame inférieure et h est l'épaisseur de fluide. b) Viscosité en régime stationnaire de suspensions de sphères de rayon $0,49 \mu\text{m}$ pour différentes fractions volumiques. D'après Jones *et al.* (1991).

1.4.1.2 Fluides non newtoniens

Fluides parfaits mais peu applicables à la réalité, les fluides newtoniens ne prennent pas en compte une viscosité η pouvant varier en fonction du taux de cisaillement. C'est pourtant le cas de nombreux fluides, comme par exemple des shampoings ou du sang (figure 1.8b, où une suspension de sphères montre une viscosité dépendante du taux de cisaillement). Si la viscosité diminue avec le taux de cisaillement, le fluide est appelé « rhéofluidifiant ». Si la viscosité augmente avec le taux de cisaillement, le fluide est appelé « rhéoépaississant ». Différents modèles ont été proposés pour décrire ces comportements antagonistes, en particulier l'équation d'Ostwald :

$$\tau = K \dot{\gamma}^n \quad (1.8)$$

où K est le coefficient de consistance (égal à la viscosité pour un taux de cisaillement de 1 s^{-1} et n un indice de structure illustrant la propriété rhéoépaississante ($n > 1$) ou

rhéofluidifiante du matériau ($n < 1$). Dans le cas où $n=1$, le fluide est considéré comme newtonien. La figure 1.9a illustre la relation contrainte-taux de cisaillement pour ces deux types de fluides (newtonien et non newtonien).

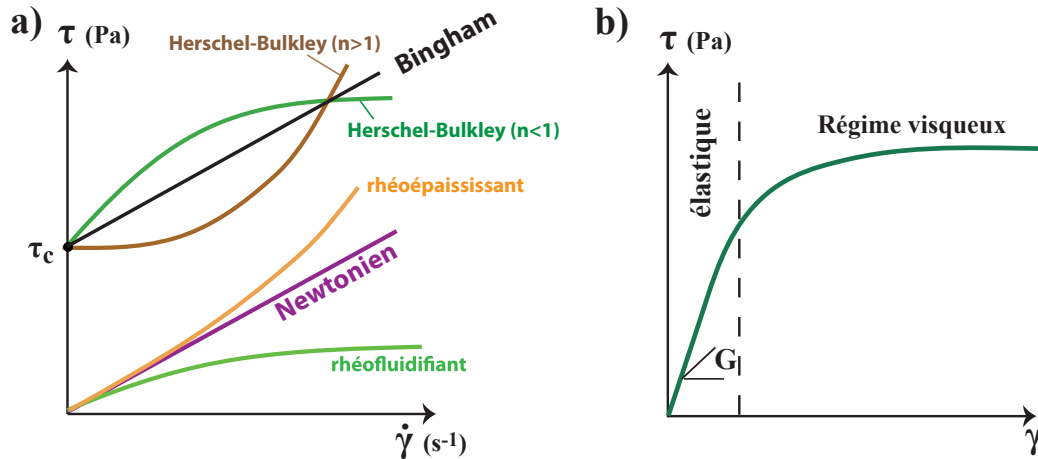


FIGURE 1.9: a) Exemples de courbes d'écoulement pour des fluides newtoniens, non newtoniens et des fluides à seuil obéissant aux lois de Bingham et d'Herschel Bulkley. b) Relation contraintes-déformations d'un matériau viscoélastique.

1.4.1.3 Fluides à seuil et notion de transition solide-fluide

La viscosité de certains fluides est tellement importante pour de faibles taux de cisaillement qu'ils ne semblent pas couler en dessous d'une certaine contrainte cisailante seuil τ_c . Ces fluides sont appelés fluides à seuils et sont décrits par les inéquations suivantes :

$$\begin{cases} \dot{\gamma} = 0 \text{ si } \tau < \tau_c \\ \dot{\gamma} \neq 0 \text{ si } \tau > \tau_c \end{cases} \quad (1.9)$$

En dessous du seuil, un taux de cisaillement nul est mesuré, et le matériau ne subit pas de déformation. Au-dessus du seuil, le taux de cisaillement devient non nul, le matériau s'écoule et se comporte comme un fluide visqueux. Plusieurs lois ont été établies depuis le début du 20^{ème} siècle afin de modéliser le comportement de tels matériaux. Bingham a ainsi énoncé en 1922 la première loi de ce type, avec :

$$\begin{cases} \dot{\gamma} = 0 \text{ si } \tau < \tau_c \\ \tau = \tau_c + K \dot{\gamma} \text{ si } \tau > \tau_c \end{cases} \quad (1.10)$$

où K est le coefficient de consistance établi dans l'équation d'Ostwald.

Afin de prendre en compte les fluides rhéofluidifiants et rhéoépaississants, Herschel et Bulkley énoncent 4 ans plus tard la loi suivante en introduisant le paramètre n décrit plus haut :

$$\begin{cases} \dot{\gamma} = 0 \text{ si } \tau < \tau_c \\ \tau = \tau_c + K \dot{\gamma}^n \text{ si } \tau > \tau_c \end{cases} \quad (1.11)$$

La relation contrainte-taux de cisaillement pour ces deux lois est illustrée figure 1.9a. Ces équations retranscrivent de façon plus ou moins fidèle le comportement rhéologique de divers matériaux tels que les peintures, la mayonnaise, le chocolat fondu, le dentifrice ou encore certaines suspensions argileuses (Cousset *et al.*, 2002a). Enfin, le seuil d'un fluide peut également être considéré comme la limite séparant un état « bloqué » (« jammed ») d'un état « débloqué » (« unjammed ») du matériau. Liu et Nagel (1998) ont ainsi proposé un diagramme de phase dépendant de trois paramètres : la température, le chargement (load) et l'inverse de la densité. La figure 1.10 présente ce diagramme de phase. En fonction de ces trois paramètres, le matériau considéré peut être alors sous forme de solide (état bloqué) ou fluide (état débloqué). L'existence de ces états bloqués ou débloqués a également été étudiée par Cates *et al.* (1998) qui considèrent que le passage d'un état à l'autre est lié à la formation ou à la destruction de « chaînes de forces » entre les particules. Ces forces peuvent être de contact ou non en fonction du type d'interactions prépondérantes dans le milieu.

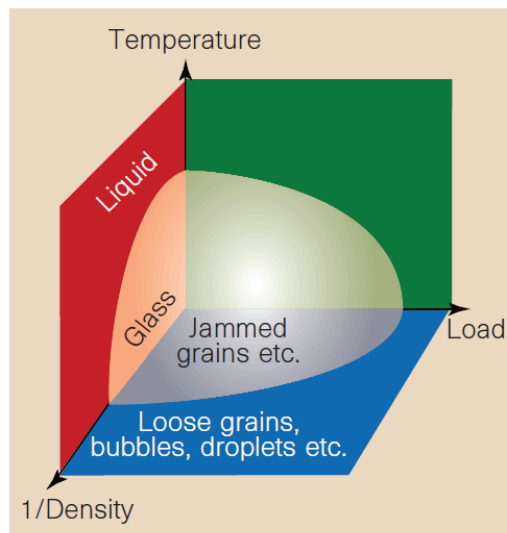


FIGURE 1.10: Diagramme de phase illustrant l'état bloqué (« jammed ») et débloqué (« unjammed ») du matériau. D'après Liu et Nagel (1998).

1.4.1.4 Viscoélasticité

La réponse au cisaillement de certains matériaux peut différer en fonction de l'amplitude et du temps d'application de la déformation. Tantôt visqueux tantôt élastiques, ces systèmes sont qualifiés de viscoélastiques. Leurs propriétés ont été introduites par Maxwell (1867). Cette section décrit le comportement rhéologique de tels matériaux.

Définition du module de cisaillement :

Lorsqu'un solide élastique parfait est soumis à de petites déformations, sa réponse comportementale obéit à la loi de Hooke :

$$\tau = G \gamma \quad (1.12)$$

où G (en Pa) représente le module de cisaillement élastique et γ (sans unités) représente la déformation subie par le matériau. Tout comme la loi de Newton, la loi de Hooke implique que le matériau réponde immédiatement à toute sollicitation. Cependant, à la différence de l'irréversibilité des déformations impliquée dans la loi de Newton, la loi de Hooke montre que si la contrainte est supprimée, la déformation γ s'annule. Toute déformation est alors réversible (comportement élastique).

Dans la réalité cependant, il est rare que les corps étudiés soient uniquement élastiques ou visqueux. Pour de faibles déformations, le matériau reste ainsi généralement dans le domaine élastique, jusqu'à un certain stade où les déformations deviennent trop importantes et font passer le matériau dans le domaine visqueux. Un tel comportement rhéologique est illustré à la figure 1.9b, avec le passage du domaine élastique au domaine visqueux représentant un point d'inflexion sur la courbe contraintes-déformations. On parle alors de comportement viscoélastique du matériau.

Modèles viscoélastiques :

Afin de caractériser le comportement de matériaux viscoélastiques complexes, deux modèles sont couramment utilisés : le modèle de Maxwell et le modèle de Voight. Le modèle de Maxwell présenté en figure 1.11a comprend un ressort hookéen (partie élastique) monté en série avec un amortisseur purement visqueux. Cette modélisation implique l'égalité des contraintes s'appliquant sur chacune de ces deux parties. La déformation totale γ_{tot} du matériau est en revanche la somme des déformations connues par la partie élastique (γ_{elas}) et visqueuse (γ_{visq}). On retrouve ainsi les égalités suivantes :

$$\tau_{visq} = \tau_{elas} \quad (1.13)$$

$$\gamma_{tot} = \gamma_{elas} + \gamma_{visq} \quad (1.14)$$

Le modèle de Voight présenté en figure 1.11b comprend un ressort hookéen et un amortisseur purement visqueux montés en parallèle. Les relations décrites dans le modèle de Maxwell sont donc ici différentes, et ce sont les déformations qui sont égales entre partie élastique et visqueuse, et les contraintes qui s'additionnent. On retrouve ainsi :

$$\tau_{tot} = \tau_{visq} + \tau_{elas} \quad (1.15)$$

$$\gamma_{elas} = \gamma_{visq} \quad (1.16)$$

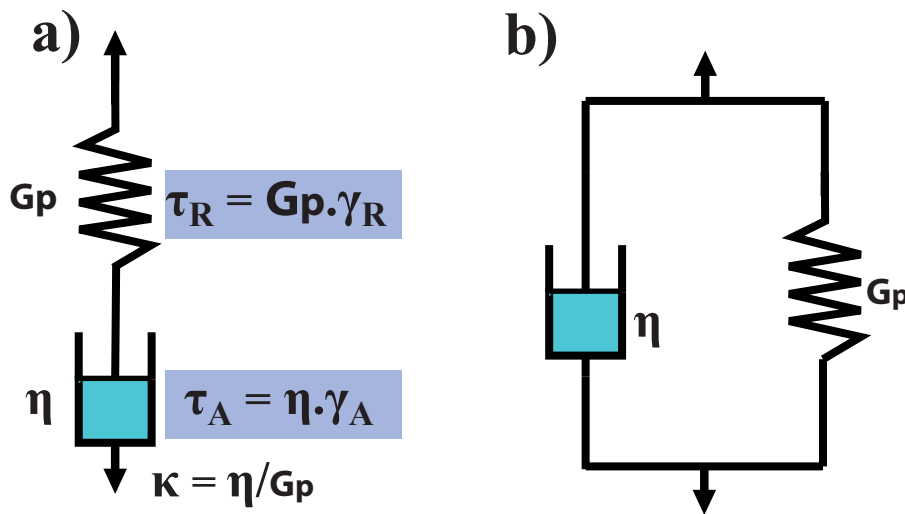


FIGURE 1.11: Modèles viscoélastiques a) de Maxwell et b) de Voight. D'après Mainsant (2013).

1.4.1.5 Thixotropie

Un matériau est considéré comme thixotrope lorsque ses propriétés rhéologiques subissent des évolutions transitoires malgré une application de contrainte ou déformation constante au cours du temps. Il existe ainsi certains fluides dont la viscosité évolue au cours du temps à τ ou γ fixé. Ce comportement illustre la capacité du fluide à évoluer sous un cisaillement constant, et a été observé sur divers types de fluides tels que les ciments, peintures ou suspensions argileuses (Mewis, 1979; Coussot *et al.*, 2002a). Ces matériaux montrent les propriétés suivantes : au-delà d'une certaine application de contrainte cisailante, on observe la chute de la viscosité du matériau. On dit que le matériau rajeunit. Au contraire, lorsque le matériau fluide est laissé au repos, celui-ci se restructure, sa viscosité réaugmente, les déformations s'arrêtent. On dit que le matériau vieillit. Ces phénomènes de vieillissement et de rajeunissement ont lieu en continu à des

échelles différentes en fonction de la contrainte appliquée au matériau. Moore (1959) a ainsi proposé un paramètre de structuration réversible du matériau λ qui prend en compte à la fois la contrainte seuil du matériau et la capacité de celui-ci à « vieillir » ou « rajeunir ». Ce paramètre λ a été repris plus récemment par Coussot *et al.* (2002a) qui introduit une équation pour décrire l'évolution temporelle de ce paramètre :

$$\frac{d\lambda}{dt} = \frac{1}{T_0} - \alpha \lambda \dot{\gamma} \quad (1.17)$$

où T_0 représente le temps caractéristique de restructuration du matériau considéré, et α une constante dépendant du matériau. Ce modèle simple retranscrit ainsi assez fidèlement les propriétés thixotropes de certains matériaux, moyennant des relations adéquates entre paramètres rhéologiques et structuraux (Coussot *et al.*, 2002a,b).

1.4.1.6 Bifurcation de viscosité

Pour certains fluides à seuil, la transition solide-fluide peut se produire avec une soudaine accélération des déformations. Le passage de l'état solide à fluide paraît même dans certains cas discontinu, sans aucune déformation mesurée à l'état solide (viscosité infinie), et une viscosité finie dès lors que la contrainte appliquée dépasse le seuil. Ce phénomène est appelé bifurcation de viscosité, et n'est pas prédit par la loi classique de Herschel Bulkley. De tels comportements ont été observés par de nombreux auteurs (Coussot *et al.*, 2002a; Da Cruz *et al.*, 2002) à différentes échelles sur différents types de matériaux tels que des mayonnaises ou des mousses et sont illustrés sur les figures 1.12a et b, respectivement. On peut y voir pour chacun des deux matériaux testés qu'il existe une contrainte seuil en dessous de laquelle le taux de cisaillement diverge vers des valeurs très faibles (inférieures à 10^{-3} s^{-1} pour la mayonnaise et inférieures à 10^{-2} s^{-1} pour la mousse). Pour ces fluides, il existe donc une plage de taux de cisaillement qui ne peut pas être atteinte en régime permanent. La loi proposée par Coussot *et al.* (2002a) pour illustrer le rajeunissement et le vieillissement structural d'un matériau prend en compte ce phénomène de bifurcation de viscosité comme l'illustre la figure 1.12c : en dessous d'une certaine contrainte, la viscosité tend vers l'infini (état solide), tandis qu'au-delà d'un seuil, la viscosité tend vers une valeur finie faible, laissant toute une plage de valeurs de viscosité inaccessible. Au niveau du seuil, le taux de cisaillement atteint par le matériau est alors qualifié de taux de cisaillement critique $\dot{\gamma}_c$ (Coussot *et al.*, 2002b). Aucun taux de cisaillement inférieur à $\dot{\gamma}_c$ ne peut ainsi être atteint par l'échantillon si celui-ci est soumis à des contraintes cisailantes.

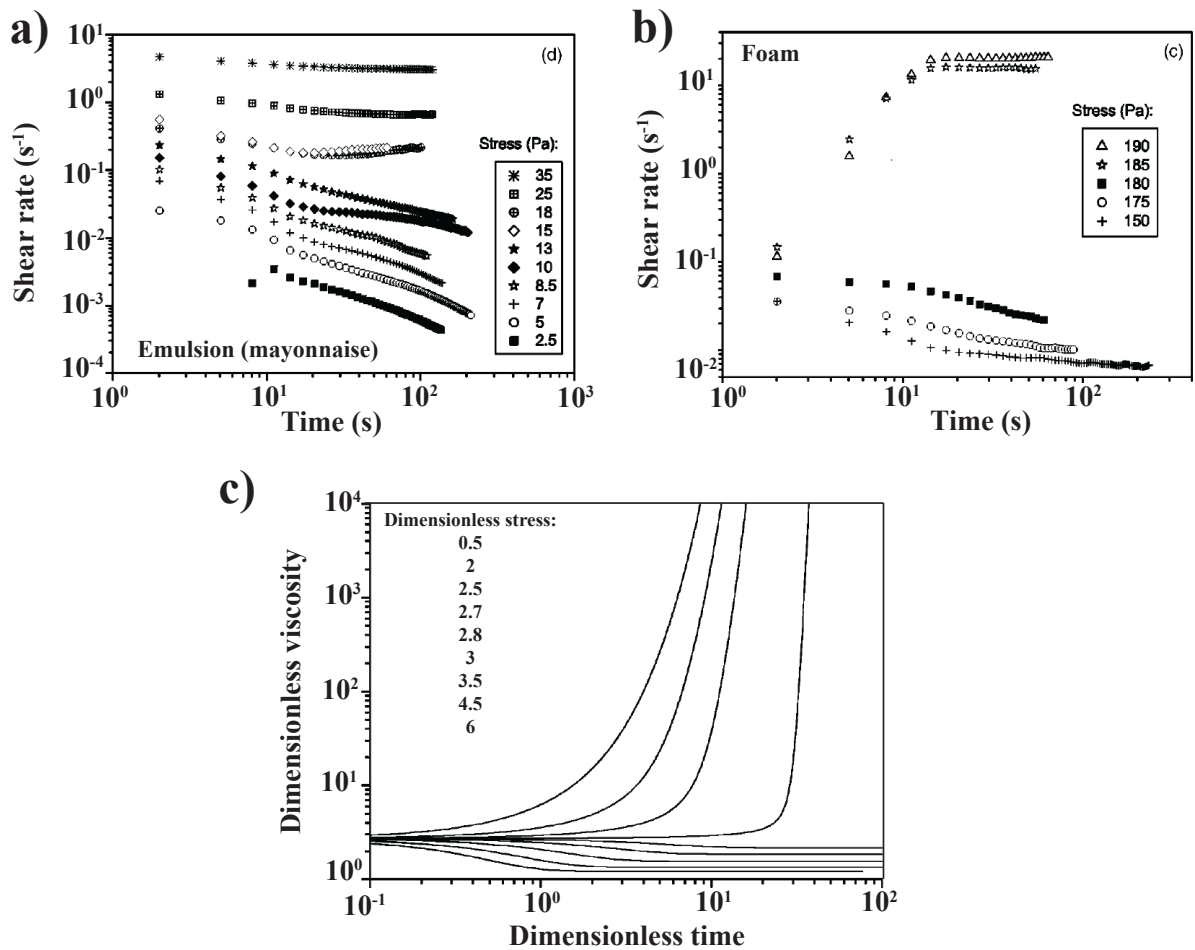


FIGURE 1.12: Essais de fluage avec bifurcation de viscosité a) sur de la mayonnaise. b) sur de la mousse. D'après [Da Cruz et al. \(2002\)](#). c) Bifurcation de viscosité décrite par le modèle introduit par Coussot. Modifié d'après [Coussot et al. \(2002a\)](#).

1.4.2 Techniques expérimentales de mesure

1.4.2.1 Outils rhéométriques

Les propriétés rhéologiques des matériaux sont mesurées à partir d'un rhéomètre dont le principe est d'appliquer un cisaillement rotatif à un échantillon. Le fluide étudié est placé entre deux pièces coaxiales dont l'une est immobile (stator) et l'autre mobile (rotor), espacées d'une distance appelée entrefer. Plusieurs modes existent, pour lesquels la viscosité du fluide peut être étudiée : contrainte imposée (avec un couple appliqué au rotor), ou taux de cisaillement imposé (avec une vitesse angulaire Ω imposée au rotor).

Les trois géométries de pièces coaxiales les plus connues sont présentées dans la figure 1.13. Il s'agit de :

- la géométrie plan-plan (figure 1.13a), où le stator est constitué d'une embase plane circulaire et le rotor d'une pièce de diamètre équivalent. Dans cette configuration, le taux de cisaillement n'est pas constant dans l'échantillon. Il est nul au centre, et maximal à la périphérie. Le matériau dispose par ailleurs de surfaces « libres » à la périphérie. Cette configuration présente l'avantage de pouvoir régler l'entrefer entre les deux pièces (de quelques μm à quelques mm), ce qui permet de tester des matériaux à suspensions plus ou moins grossières.

- la géométrie cône-plan (figure 1.13b), comparable à la géométrie plan-plan. Le cône plan se compose d'une embase circulaire et d'une pièce de tête conique tronquée afin d'éviter tout frottement avec l'embase. Avec cette configuration, le taux de cisaillement appliqué au matériau est constant dans la direction radiale. A la différence de la géométrie plan-plan, l'entrefer ne peut pas ici être adapté. Par ailleurs, là encore, le matériau dispose de surfaces libres à la périphérie.

- la géométrie de type Couette (figure 1.13c), où le stator et le rotor sont constitués de parois cylindriques creuses entre lesquelles le matériau est déposé. Dans la configuration présentée en figure 1.13c, le taux de cisaillement est décroissant avec la distance radiale (nul au stator, maximal au rotor) mais ne dépend pas de la hauteur du matériau. Cette configuration présente l'avantage de pouvoir étudier des fluides à très faible viscosité, chose impossible pour les deux autres configurations où le fluide s'écoulerait sur les bords. Cet avantage présente cependant un défaut, car l'absence de surface libre empêche toute visibilité directe de l'échantillon, et donc d'identifier de possibles effets de localisation pouvant se produire lors des tests.

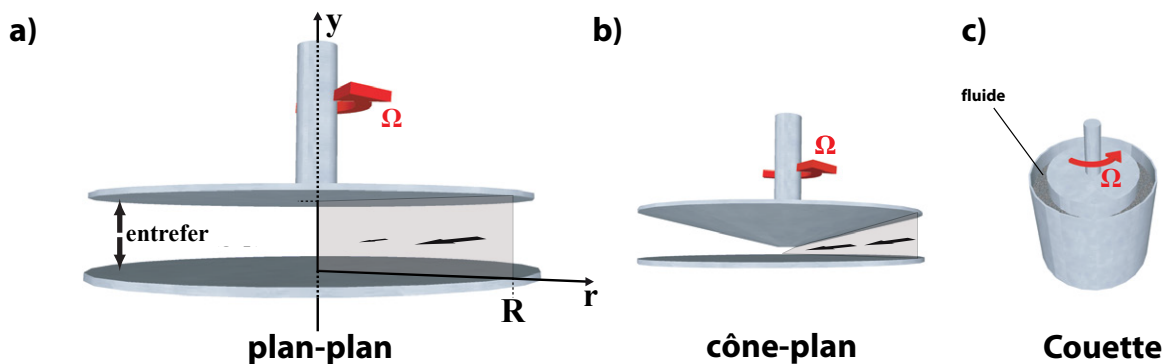


FIGURE 1.13: Géométries d'outils de mesures rhéologiques. Ω représente la vitesse angulaire. a) Géométrie plan-plan (entrefer constant sur l'axe radial). b) Géométrie cône-plan (entrefer variable sur l'axe radial). c) Géométrie de Couette. D'après Mainsant (2013).

1.4.2.2 Détermination de la contrainte seuil

En rhéologie, le comportement de fluide à seuil peut être évalué à l'aide de protocoles spécifiques de mesure. On dénombre principalement deux types d'essai permettant de mesurer la contrainte seuil d'un matériau : l'essai de courbe d'écoulement, et l'essai de fluage.

L'essai de courbe d'écoulement consiste à appliquer des rampes croissantes ou décroissantes de taux de cisaillement, et de mesurer la contrainte résultante s'appliquant sur le matériau. Connaissant l'évolution des contraintes en fonction des taux de cisaillement, il est alors possible d'utiliser les équations des modèles rhéologiques existants (Bingham, Herschel-Bulkley) pour évaluer la contrainte seuil de ces matériaux. La figure 1.14a présente un essai d'écoulement réalisé sur l'argile de Super-Sauze à une teneur en eau gravimétrique $w = 42,9 \%$ pour une rampe de taux de cisaillement descendante, de 10^{-2} à 100 s^{-1} . L'application de l'équation du modèle de Herschel-Bulkley permet d'obtenir une contrainte seuil τ_c de 145 Pa.

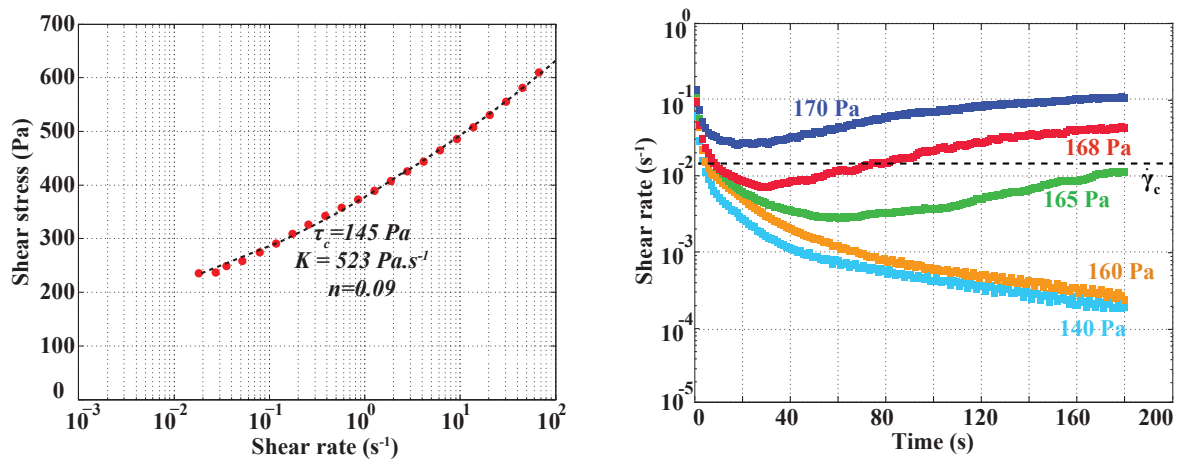


FIGURE 1.14: Essais rhéométriques effectués sur l'argile de Super-Sauze à une teneur en eau gravimétrique $w = 42,9 \%$. a) Courbe d'écoulement avec rampe de taux de cisaillement descendante. b) Essais de fluage.

L'essai de fluage consiste à appliquer une contrainte cisailante constante et de mesurer le taux de cisaillement résultant au cours de l'essai. Dans le cas de fluides à seuil, le taux de cisaillement tend vers des valeurs nulles si la contrainte appliquée est en deçà de la contrainte seuil, ou vers des valeurs non nulles si la contrainte appliquée est supérieure. La figure 1.14b présente plusieurs essais de fluage réalisés sur la même argile de Super-Sauze à une teneur en eau $w = 42,9 \%$. Cinq essais de fluage ont été effectués, à 140, 160, 165, 168 et 170 Pa. Pour les essais à 140 et 160 Pa, le taux de cisaillement tend vers zéro montrant l'absence de déformation dans l'échantillon qui est alors solide. Pour une contrainte appliquée de 165 Pa, le taux de cisaillement présente une évolution différente,

et tend vers des valeurs de l'ordre de 10^{-2} s^{-1} . L'échantillon s'est fluidifié et montre par conséquent un comportement de fluide à seuil, dont la contrainte critique est évaluée entre 160 Pa et 165 Pa. La différence de τ_c obtenue entre la courbe d'écoulement et les courbes de fluage peut être liée quant à elle à la différence de protocole (taux de cisaillement imposé pour l'essai de courbe d'écoulement, et contrainte imposée dans l'essai de fluage). Le passage de l'état solide à l'état fluide est ici caractérisé par une discontinuité de taux de cisaillement, lorsque ce dernier passe d'une valeur nulle à l'état solide à une valeur finie à l'état fluide, évaluée à 2.10^{-2} s^{-1} . Il existe par conséquent une plage de taux de cisaillement inaccessible pour l'échantillon : c'est la bifurcation de viscosité (Da Cruz *et al.*, 2002), caractérisée par le taux de cisaillement critique $\dot{\gamma}_c = 2.10^{-2} \text{ s}^{-1}$.

1.4.2.3 Détermination du module de cisaillement par contrainte oscillatoire

En rhéologie, le module de cisaillement permet d'évaluer le comportement viscoélastique d'un matériau. En pratique, sa détermination au rhéomètre nécessite l'application de déformations (ou contraintes) oscillatoires. Les essais rhéométriques par oscillation de contrainte peuvent être effectués autour d'une valeur moyenne nulle, mais il est également possible d'appliquer une contrainte moyenne non nulle. Ce type d'essai constitue alors un essai mixte de fluage-oscillation et permet d'évaluer l'évolution du module de cisaillement au cours de la fluidification du matériau. L'application de tels essais au cas des argiles est décrite dans la partie 1.4.3.2. Nous nous intéresserons pour le moment au cas d'essais d'oscillations autour d'une contrainte moyenne nulle.

Considérons un cas où des déformations sinusoïdales sont appliquées sur l'échantillon :

$$\gamma(t) = \gamma_0 e^{i\omega t} \quad (1.18)$$

$$\dot{\gamma}(t) = i\omega \gamma_0 e^{i\omega t} \quad (1.19)$$

avec γ_0 une déformation instantanée, et ω la pulsation où $\omega = 2\pi f$ et f la fréquence de la sinusoïde.

Dans un tel régime de déformation, le module de cisaillement G devient complexe (G^*), et s'exprime de la façon suivante :

$$G^* = G' + iG'' \quad (1.20)$$

avec G' la partie réelle du module de cisaillement complexe G^* et G'' la partie imaginaire.

En contraintes, cette relation s'écrit :

$$\tau(t) = G' \gamma(t) + iG'' \frac{\dot{\gamma}(t)}{\omega} \quad (1.21)$$

Elle signifie que G' exprime la réponse de la contrainte en phase avec la déformation, il est nommé module de conservation. Au contraire, G'' exprime la réponse en quadrature de phase, il est nommé module de perte. Ces deux modules représentent respectivement la réponse élastique et visqueuse du matériau. Le déphasage ϕ entre la contrainte et la déformation vaut $\text{Arctan}(G''/G')$ et est appelé angle de perte. La figure 1.15 illustre l'influence du déphasage sur les signaux de contraintes et de déformations. Dans le cas où aucun déphasage n'est observé entre contrainte et déformation, le matériau réagit comme un corps élastique parfait (figure 1.15a). Au contraire, si le déphasage observé est de 90° , le matériau réagit comme un corps parfaitement visqueux (figure 1.15b). Enfin, la figure 1.15c illustre le cas d'un matériau viscoélastique (échantillon d'argile d'Harmalière), où le déphasage mesuré lors d'essais d'oscillations de contrainte est de 12° .

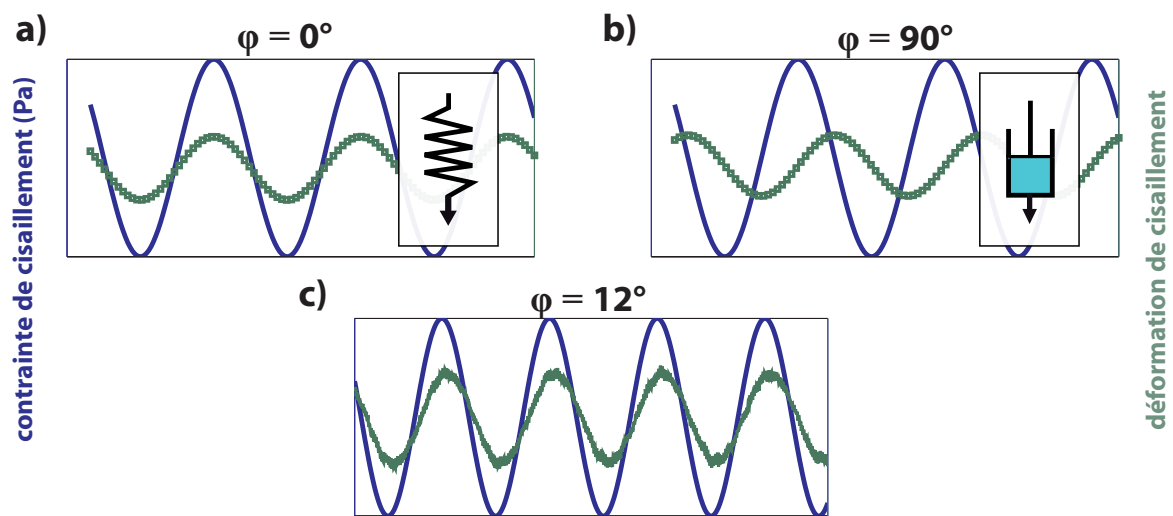


FIGURE 1.15: Contraintes oscillatoires et calcul du déphasage contrainte-déformation résultant. a) Calcul du déphasage d'un corps élastique parfait. b) Calcul du déphasage dans le cas d'un corps visqueux parfait. c) Calcul du déphasage dans le cas d'un échantillon d'argile du Trièves au comportement viscoélastique. D'après Mainsant (2013).

Mainsant (2013) a étudié le comportement viscoélastique d'échantillon d'argiles d'Harmalière à différentes teneurs en eau w lors d'essais d'oscillation de contraintes autour d'une valeur moyenne nulle. Différentes fréquences d'oscillation ont été investiguées afin de déterminer le module de conservation G' résultant. Celui-ci est calculé à partir du rapport dans le domaine de Fourier de la contrainte appliquée par la déformation mesurée. La figure 1.16a présente les résultats. Il apparaît que G' croît avec la fréquence, jusqu'à atteindre un plateau à partir d'une valeur de fréquence environ égale à 10 Hz. Bien que la fréquence à laquelle le plateau de G' s'établisse ne semble pas dépendre de la teneur en eau, il apparaît cependant que la valeur de G' au plateau dépend elle de w . On obtient ainsi $G' = 114$ kPa pour $w = 0,54$ et $G' = 26$ kPa pour $w = 0,69$.

Les figures 1.16b et c représentent l'évolution des modules de cisaillement G' et G''

normalisés en fonction de la fréquence normalisée dans le cas du modèle simple de Maxwell et de Voight. Pour le modèle de Maxwell, la réponse visqueuse (illustrée par le module de perte G'') domine à basse fréquence, puis diminue à haute fréquence pour devenir négligeable par rapport à la réponse élastique de G' qui tend vers une constante. Dans le cas du modèle de Voight, l'évolution du module de perte G'' est linéaire en fonction de la fréquence tandis que celle du module de conservation G' est constante. La similarité des courbes de G' pour le modèle de Maxwell (figure 1.16b) et pour les échantillons d'argile (figure 1.16a) tend à montrer que ce dernier obéit à un modèle de type Maxwell. Finalement, des travaux de modélisation réalisés en considérant successivement un modèle de Maxwell simple et double (deux modèles de Maxwell en parallèle) ont permis de démontrer que les échantillons d'argile testés obéissent au modèle de Maxwell double (figure 1.16a). En considérant la chute de G'' lorsque G' tend vers un plateau sur le modèle de Maxwell, il est alors possible d'écrire $G = G' + G'' \approx G'$

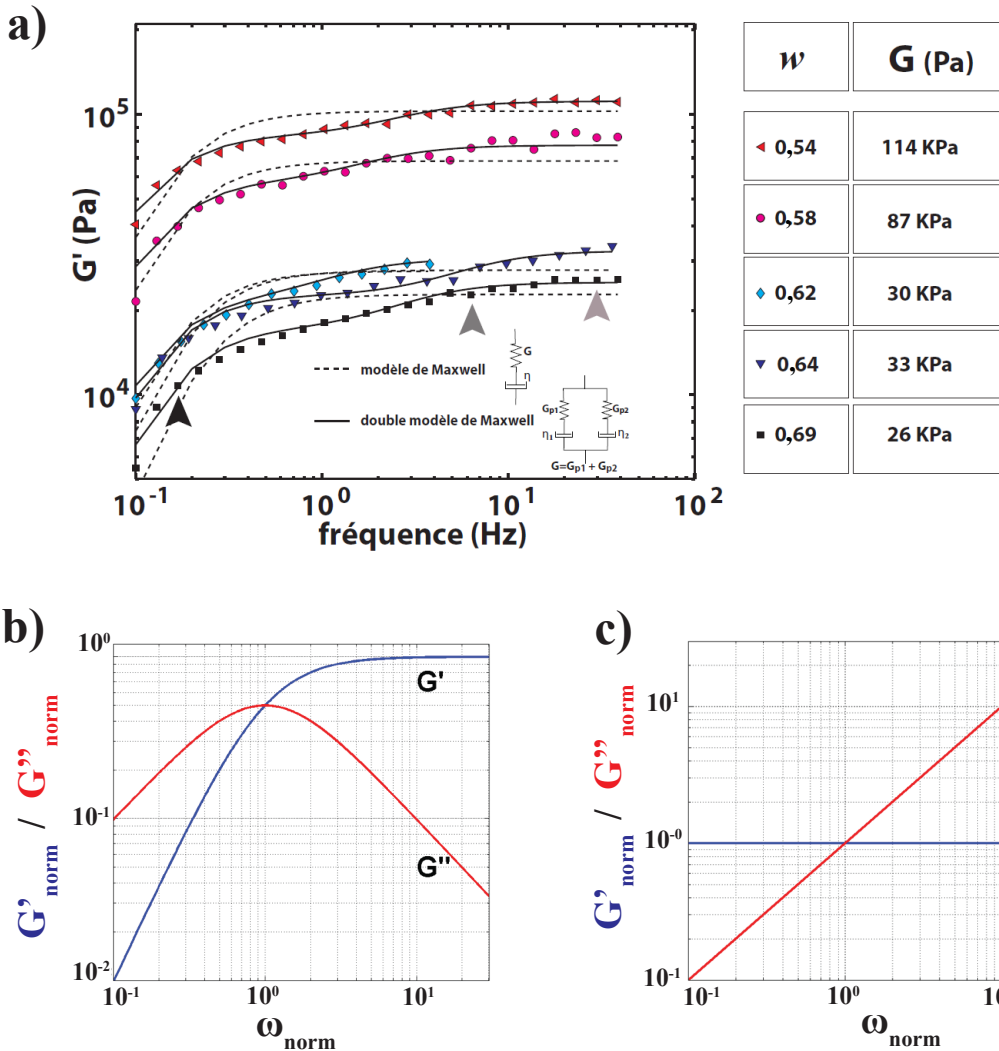


FIGURE 1.16: Légende : cf. page suivante.

FIGURE 1.16: Figure *cf.* page précédente. a) Réponse fréquentielle du module de conservation G' d'échantillons d'argile du Trièves à différents teneurs en eau, pour des essais d'oscillation de contraintes autour d'une valeur moyenne nulle. b) Réponse fréquentielle des modules de cisaillement de conservation G' et de perte G'' pour le modèle de Maxwell. c) Réponse fréquentielle des modules de cisaillement de conservation G' et de perte G'' pour le modèle de Voight. Modifié d'après [Mainsant \(2013\)](#).

1.4.2.4 Problématiques de mesures

Dans les parties précédentes, nous avons discuté de paramètres de mesure ou de propriétés rhéométriques tels que le taux de cisaillement ou la contrainte seuil. La mesure ou l'évaluation de tels paramètres est cependant sujette à certaines incertitudes et effets physiques discutés ici.

Bande de cisaillement et taux de cisaillement critique :

L'utilisation récente de méthodes d'observation telles que la vélocimétrie IRM (Magnetic Resonance Imaging) ou la diffraction aux rayons X ont permis d'apporter de nouvelles informations sur les processus en jeu lors de la transition solide-fluide. Initialement considérée comme homogène dans les fluides à seuil, la transition solide-fluide observée sur des micelles a montré l'existence d'hétérogénéités spatiales de la fluidification ([Cappelaere et al., 1997](#)). Celle-ci apparaît ainsi sur une certaine portion du matériau avant d'envahir progressivement l'entrefer. Des observations similaires ont été effectuées sur des émulsions ou des suspensions concentrées ([Coussot et al., 2002b](#)).

Ce phénomène est appelé bande de cisaillement et montre que pour une seule valeur de contrainte, plusieurs taux de cisaillement (et donc plusieurs états) peuvent exister à l'intérieur de l'échantillon. Plus particulièrement, il apparaît que ces fluides ne peuvent pas s'écouler de façon homogène en dessous d'une certaine valeur de taux de cisaillement qui est le taux de cisaillement critique $\dot{\gamma}_c$. Le phénomène de bande de cisaillement est ainsi intimement lié au phénomène de bifurcation de viscosité qui considère la discontinuité du taux de cisaillement entre l'état solide et fluide du matériau. [Ovarlez et al. \(2013\)](#) ont illustré l'effet de bande de cisaillement (figure 1.17). Dans le cas où le taux de cisaillement de l'échantillon se situe en dessous de $\dot{\gamma}_c$, seule une partie de l'échantillon est cisailée (hétérogénéité spatiale). La fluidification se propage sur l'ensemble du volume de l'échantillon dès lors que le taux de cisaillement devient supérieur à $\dot{\gamma}_c$.

L'effet de bande de cisaillement illustre la discontinuité du taux de cisaillement pouvant exister au sein de l'échantillon. Ce phénomène peut être suspecté lorsque le cisaillement à la périphérie du matériau paraît hétérogène, ou si le taux de cisaillement mesuré semble instable en dessous d'une certaine valeur.

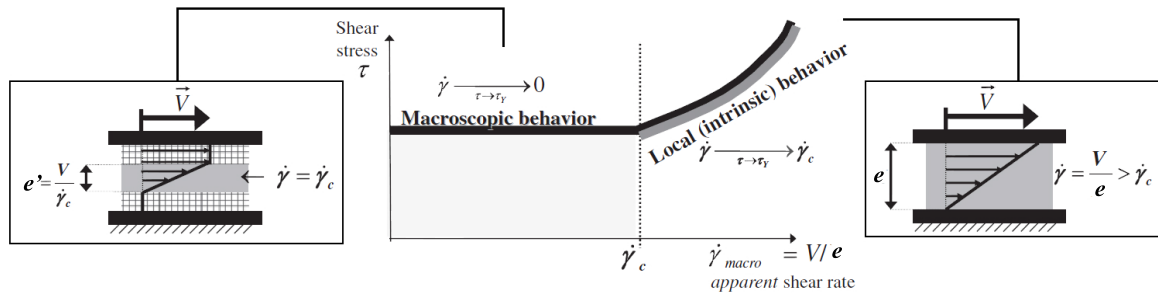


FIGURE 1.17: a) Apparition d'une bande de cisaillement dans un échantillon faiblement cisailé ($\dot{\gamma} < \dot{\gamma}_c$), le taux de cisaillement n'est pas homogène. La bande de cisaillement disparaît pour ($\dot{\gamma} > \dot{\gamma}_c$), où le taux de cisaillement devient homogène dans l'échantillon. D'après [Ovarlez et al. \(2013\)](#).

Incertitudes sur la contrainte seuil :

L'évaluation de la contrainte seuil d'un matériau (si elle existe) peut parfois être difficile et incertaine, par exemple si le matériau s'écoule très lentement (viscosité forte). Dans ce cas, les taux de cisaillement mesurés par le rhéomètre sont très faibles et peuvent se situer dans la limite de résolution de l'appareil. De façon similaire, le temps d'application de la contrainte pour évaluer la possible fluidification d'un matériau est un paramètre supplémentaire d'incertitude pour évaluer sa contrainte seuil. Celui-ci peut être solide après quelques minutes d'application d'une contrainte donnée, mais se fluidifier au bout de quelques heures du fait de possibles effets thixotropes. Cette problématique est d'autant plus prononcée lorsque la contrainte appliquée est proche de la contrainte critique τ_c , où les phénomènes transitoires jouent un rôle prépondérant.

Dans le cas d'utilisation de matériaux aux propriétés thixotropes, il est également connu que la contrainte seuil peut dépendre de l'état initial du matériau ([Coussot et al., 2002a](#)). Ce phénomène peut introduire des incertitudes sur la valeur de τ_c lorsque plusieurs échantillons d'histoires différentes sont utilisés, et pour lesquels les phénomènes de vieillissement auront eu plus ou moins le temps de s'effectuer ([Coussot et al., 2002a](#)). Dans la pratique, l'incertitude sur la valeur de τ_c liée au temps d'application de la contrainte est diminuée en réalisant une phase de pré-cisaillement avant chaque essai, de façon à assurer un état initial similaire des échantillons pour tous les essais. Enfin, l'évaluation de la contrainte seuil peut dépendre du protocole de mesure utilisé. Nous avons montré en figure 1.14 que la contrainte seuil peut être déterminée de façon indirecte en utilisant des modèles rhéologiques type Bingham ou Herschel-Bulkley sur des courbes d'écoulement, ou de manière directe via des essais de fluage. Les différences de protocole entre les deux types d'essai peuvent largement influencer la contrainte seuil du matériau et provoquer des différences de mesure, comme illustré en figure 1.14 avec une différence de 20 Pa environ entre les deux contraintes seuils déterminées.

La notion de seuil est donc subjective et sujette à la limite de résolution des appareils

utilisés. Cette incertitude a fait l'objet de nombreuses discussions sur la signification même du seuil utilisé qui ne retranscrit pas complètement le caractère transitoire de la fluidification (Barnes et Walters, 1985; Coussot, 1995; Coussot *et al.*, 2002a; Bonn *et al.*, 2015).

1.4.3 La rhéologie appliquée aux argiles

L'étude des propriétés rhéométriques de suspensions argileuses a fait l'objet de diverses études ces vingt dernières années, dont les principaux résultats sont discutés ici.

1.4.3.1 Les argiles, des fluides à seuil

Les suspensions argileuses montrent des propriétés rhéologiques qui dépendent du type d'argile, du diamètre des particules, et de leur concentration. La figure 1.18 présente un récapitulatif des études ayant été réalisées ces dernières années sur des matériaux argileux. Les courbes d'écoulement réalisées sur des échantillons d'argiles de Pousset, Mont Saint Hélène et du Manival à différentes fractions solides (Coussot et Piau (1994), figure 1.18a) montrent que chacune de ces argiles obéit, en régime stationnaire, à un comportement viscoplastique du type Herschel-Bulkley. Ces argiles sont donc des fluides à seuil. Ces argiles montrent par ailleurs une augmentation exponentielle de la contrainte seuil en fonction de la fraction solide (Coussot et Piau (1994), figure 1.18b).

Plusieurs études font état de la réalisation d'essais de fluage sur des suspensions argileuses sensibles type bentonite et « quick clays » (Coussot *et al.*, 2002a; Khaldoun *et al.*, 2009). Pour ces essais, le comportement de fluage à seuil de tels matériaux est là encore vérifié, avec également un comportement thixotrope. On peut ainsi observer sur les figures 1.18c et d lors des essais de fluage un changement de taux de cisaillement (figure 1.18c) ou de viscosité (figure 1.18d) au cours du temps lorsqu'une contrainte constante est appliquée. Autre observation, les argiles testées montrent une bifurcation de viscosité car le dépassement du seuil implique le passage d'un taux de cisaillement nul (ou viscosité infinie, pour $\tau < \tau_c$) à un taux de cisaillement critique $\dot{\gamma}_c$ non nul (ou une viscosité finie, pour $\tau = \tau_c$). Toute une gamme de taux de cisaillement (ou de viscosité) est donc inaccessible à l'échantillon.

Enfin, les aspects de vieillissement et de rajeunissement de la structure du matériau affectent également les suspensions argileuses. Coussot *et al.* (2005) ont ainsi remarqué lors d'essais sur plans inclinés que le type de rupture dans le matériau dépend du temps pendant lequel celui-ci est laissé au repos. Les figures 1.18e, f et g illustrent ces observations avec dans un cas, un régime de type fluide à seuil (figure 1.18e, temps de repos $T = 10$ min), dans un autre cas un régime de type « glissement de terrain » (figure 1.18f, $T = 40$ min) avec une rupture bien définie. Enfin, un cas du type régime solide est présenté en figure 1.18g ($T = 1035$ min).

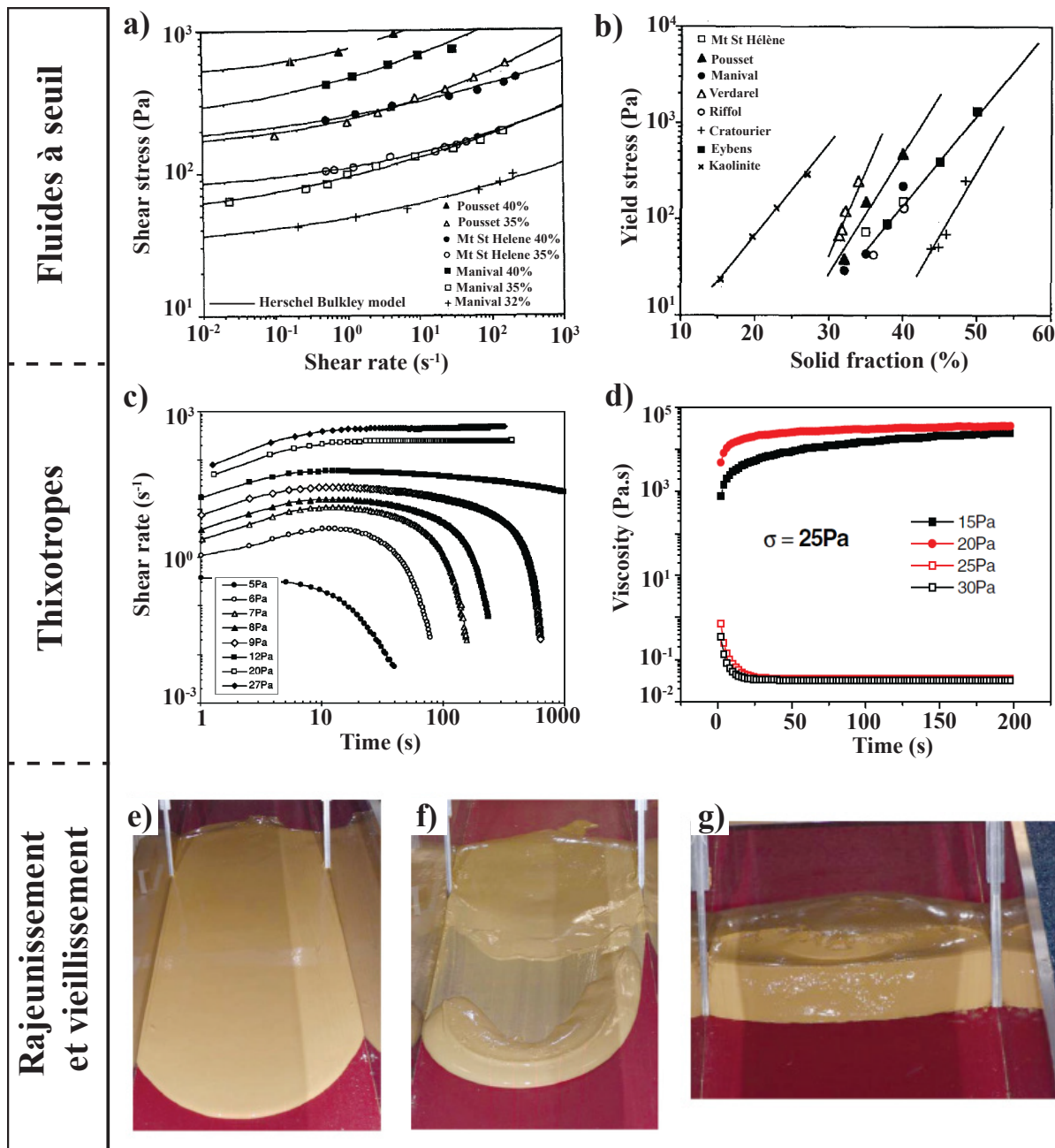


FIGURE 1.18: a) Courbes d'écoulement réalisées sur des échantillons argileux naturels de différentes origines et modélisation d'Herschel Bulkley (d'après Coussot et Piau (1994)). b) Evolution de la contrainte seuil d'échantillons argileux en fonction de la fraction solide (d'après Coussot et Piau (1994)). c) Essais de fluage sur des suspensions bentonitiques (d'après Coussot et al. (2002a)). d) Essais de fluage sur des argiles du type "Quick clays" (d'après Khaldoun et al. (2009)). e) Rupture d'une suspension argileuse laissée au repos 10 min. f) Rupture d'une suspension argileuse laissée au repos 40 min. g) Rupture d'une suspension argileuse laissée au repos 1035 min (d'après Coussot et al. (2005)).

1.4.3.2 Module de cisaillement et fluidification

Mainsant (2013) a également étudié le comportement viscoélastique de matériaux argileux d'Harmalière en effectuant des essais d'oscillation à contrainte moyenne non-nulle pour évaluer la sensibilité du module de cisaillement G à la fluidification. Dans un premier temps, Mainsant (2013) a vérifié à quel type de modèle viscoélastique l'échantillon obéissait. Pour cela, la réponse en fréquence du module de conservation G' a été étudiée pour différentes contraintes moyennes. Les échantillons utilisés provenaient d'argile d'Harmalière (teneur en eau gravimétrique $w = 0,58$). La figure 1.19a montre les résultats obtenus lors de cette étude. Six valeurs de contraintes moyennes ont été appliquées à l'échantillon : 0 Pa, 400 Pa, 450 Pa, 500 Pa, 550 Pa et 600 Pa. Les amplitudes des oscillations pour la mesure de G' ont été fixées à 20 Pa. Pour la teneur en eau investiguée, des essais de fluage effectués en parallèle des essais d'oscillation ont évalué la contrainte seuil τ_c du matériau à 496 Pa environ. Plusieurs observations peuvent être faites :

- en dessous de τ_c , le module de conservation G' croît avec la fréquence pour tendre vers une constante environ égale à 100 kPa. Pour ces essais, les échantillons suivent le comportement du double modèle de Maxwell (deux modèles de Maxwell montés en parallèle, résultats similaires aux essais d'oscillation à contrainte moyenne nulle, voir figure 1.19a).

- au-dessus de τ_c , le module de conservation est de plusieurs ordres de grandeur plus faible (100 Pa) et suit une évolution différente, avec un point d'inflexion dans la courbe visible pour une fréquence environ égale à 6-7 Hz. En dessous de cette fréquence, l'échantillon d'argile semble tout de même obéir à un comportement viscoélastique du type double modèle de Maxwell. L'évolution chaotique du module de conservation pour des fréquences supérieures est supposée provenir de perturbations dans le matériau fluide.

Au vu de ces résultats, Mainsant (2013) a ainsi défini deux seuils de fréquence pour lesquels les valeurs de G' ne sont plus pris en compte : sous 1 Hz (état non stationnaire), et au-delà de 6 Hz (état stationnaire perturbé lorsque l'échantillon est fluide). Puisque les échantillons d'argile d'Harmalière obéissent à un modèle de type Maxwell même au-delà du seuil, il est là encore possible de considérer l'approximation suivante à haute fréquence (5-6 Hz) :

$$G = G' + G'' \approx G' \quad (1.22)$$

du fait de la chute du module de perte G'' lorsque le module de conservation G' tend vers un plateau (figure 1.16b).

D'autres essais de fluage et d'oscillations ont été effectués par la suite par Mainsant *et al.* (2015) sur des échantillons d'argile d'Harmalière. Pour cette étude, les essais d'oscillation ont été réalisés à fréquence constante pour des contraintes moyennes non nulles, et constitué par conséquent des essais mixtes de fluage-oscillation. Le module de cisaillement G' (environ égal à G) a été suivi au cours du temps de l'essai. Il est ainsi montré que la fluidification du matériau à partir d'une certaine valeur de contrainte

τ_c (essais de fluage, figure 1.19b) s'accompagne d'une chute du module de cisaillement pour un seuil de contrainte équivalent (essais d'oscillation, figure 1.19c). Cette chute du module de cisaillement s'opère sur plusieurs ordres de grandeur, avec une baisse de $2 \cdot 10^4$ Pa avant fluidification ($\tau < \tau_c$) à moins de 100 Pa après fluidification ($\tau > \tau_c$), et montre la sensibilité de ce paramètre à la transition solide-fluide.

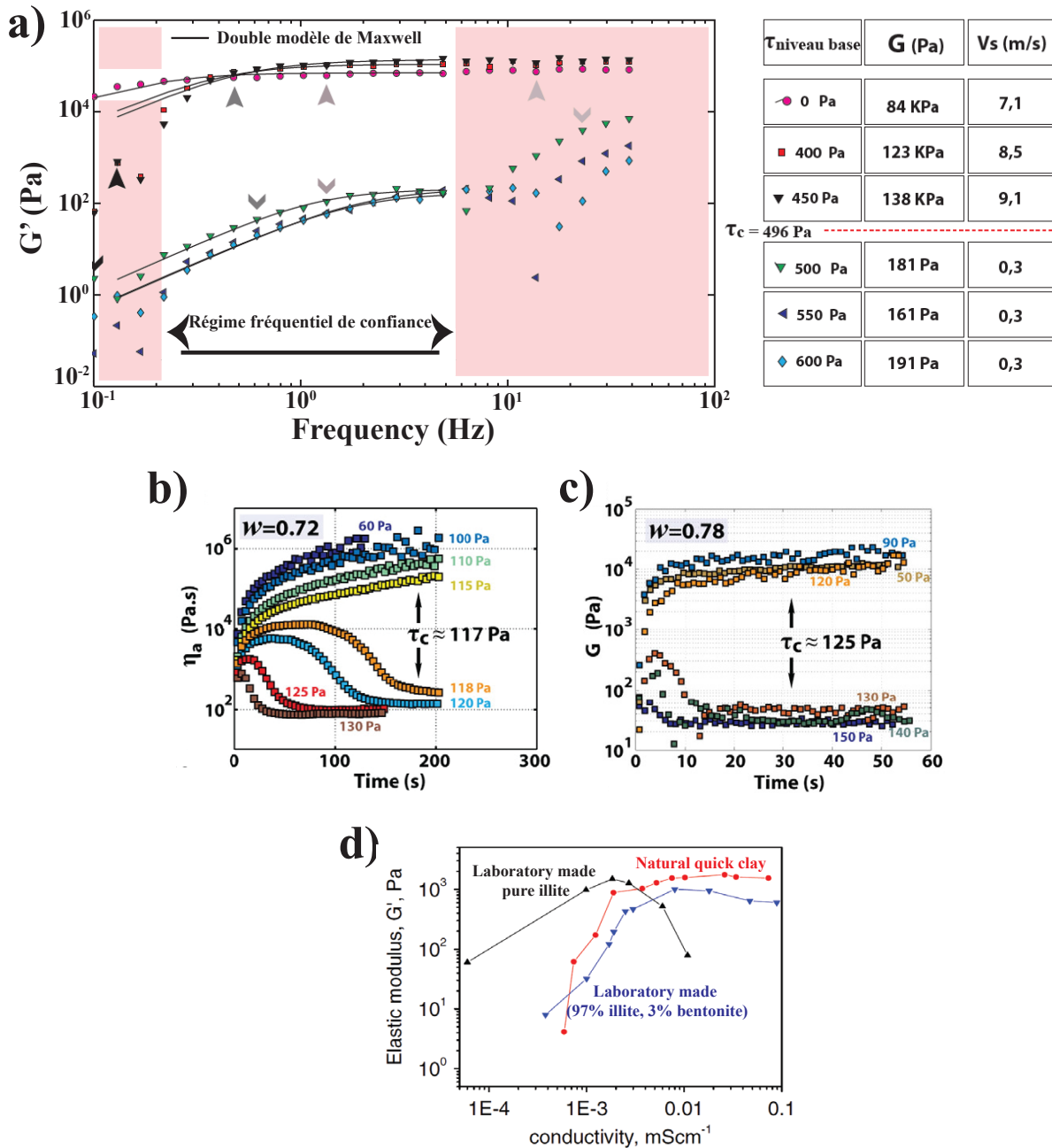


FIGURE 1.19: Légende : cf. page suivante

Enfin, des essais d'oscillations réalisés par [Khaldoun et al. \(2009\)](#) sur des échantillons naturels type « quick clays » ont montré que de telles argiles voient leur module de cisaillement chuter lorsque la conductivité du milieu diminue (comparable à un lessivage du sol). Cette évolution particulière du module de cisaillement illustrée à la figure 1.19d a été reliée à la présence d'une faible proportion (quelques pourcents) d'argile gonflante. Ces propriétés rhéologiques expliquent les fluidifications soudaines de terrain observées dans certaines parties du monde, le glissement de Rissa (Norvège) étant certainement le plus connu.

FIGURE 1.19: Figure : *cf.* page précédente. a) Evolution fréquentielle du module de conservation G' d'échantillons d'argile du Trièves (teneur en eau gravimétrique $w = 0,58$) pour différents essais de contraintes oscillatoires autour de contraintes moyennes non nulles : 0 Pa, 400 Pa, 450 Pa, 500 Pa, 550 Pa et 600 Pa. L'évolution de G' suit le comportement d'un double modèle de Maxwell. Les valeurs de G' et V_S sont déterminées à partir de résolution des équations du modèle de Maxwell. D'après [Mainsant \(2013\)](#). b et c) Essais de fluage et d'oscillations sur des échantillons d'argile du Trièves à des teneurs en eau comparables. Le dépassement du seuil est accompagné d'une chute du module de cisaillement (d'après [Mainsant et al. \(2015\)](#)). d) Evolution du module de cisaillement en fonction de la conductivité du milieu pour une suspension argileuse naturelle (quick clay) et pour deux suspensions argileuses de laboratoire aux concentrations en illite et bentonite variables. L'ajout de 3 % de bentonite dans une suspension d'illite permet d'expliquer la chute du module de cisaillement pour de faibles conductivités (d'après [Khaldoun et al. \(2009\)](#)).

1.5 Conclusions

A l'échelle du terrain, certains sols argileux montrent une sensibilité très forte de leur comportement mécanique à la teneur en eau, entraînant des problématiques telles que le retrait gonflement. Ces phénomènes s'expliquent à l'échelle du minéral par l'existence de feuillets d'argile pouvant incorporer entre eux des quantités d'eau importantes en changeant de volume. Seuls les minéraux argileux de structure 2 : 1 montrant de tels phénomènes, la caractérisation des sols argileux est nécessaire afin de les identifier. De nombreuses techniques géotechniques existent, les plus connues étant la détermination des limites d'Atterberg (permettant d'évaluer le potentiel de plasticité du matériau) et la valeur au bleu de méthylène (permettant d'évaluer la quantité d'argile gonflante). Les matériaux argileux présentent également des comportements rhéologiques de fluides à seuil rhéofluidifiants et obéissent pour la plupart au modèle rhéologique de Herschel Bulkley. Pour ces sols, le dépassement d'une contrainte cisailante seuil provoque ainsi une diminution de la viscosité parfois brusque (bifurcation de viscosité), expliquant la soudaine fluidification de terrains argileux observée dans certaines zones du monde. Les argiles présentent par ailleurs des comportements rhéologiques dépendant du temps d'application de la contrainte (thixotropie) qui résultent de phénomènes de vieillissement et de rajeunissement de la structure argileuse au cours du temps. A l'échelle du glissement de terrains argileux, l'influence des propriétés minéralogiques, géotechniques et rhéologiques du matériau peut être évaluée par des méthodes de reconnaissance dont les principales sont décrites dans le [chapitre suivant](#).

Chapitre 2

Méthodes de reconnaissance sur les glissements argileux

2.1 Introduction

Les glissements argileux présentent une grande variété de surfaces et volumes instables qui nécessitent l'utilisation de méthodes de reconnaissances adaptées à leur échelle. Plusieurs paramètres sont nécessaires à la caractérisation d'un glissement :

- la géométrie (surface et profondeur)
- la géologie et l'hydrogéologie (nature des sols et circulations d'eau)
- la morphologie (fissures, lobes)
- la cinématique (zones de transport, d'accumulation, etc.)

Le suivi au cours du temps de ces paramètres peut être effectué à l'aide de diverses techniques abordées dans ce chapitre.

2.2 Méthodes géotechniques et hydrologiques

Les méthodes de reconnaissance géotechniques « in situ » sont des méthodes intrusives permettant l'investigation d'un volume de sol variable. Elles sont principalement de deux types : les sondages mécaniques et les essais géotechniques.

Les sondages mécaniques par tranchées, réalisés le plus souvent à la pelle mécanique, permettent d'évaluer rapidement et de façon visuelle la nature des sols en présence pour des profondeurs faibles de quelques mètres ([Hatheway, 1982](#)). Dans le cas des glissements argileux, ce type de sondage peut être utilisé pour évaluer la fissuration du terrain (chemins d'infiltrations préférentiels), la hauteur du toit d'une nappe superficielle, ou la présence de surfaces de rupture à faible profondeur.

Les sondages mécaniques par forage tels que les tarières, marteaux fond de trou ou carottages permettent d'investiguer des profondeurs plus importantes tout en apportant des informations directes sur la nature du sous-sol (Maquaire *et al.*, 2002; Crawford *et al.*, 2015; Ietto *et al.*, 2016). Les forages à la tarière permettent le prélèvement d'échantillons remaniés pour la construction d'un log lithologique (coupe verticale du sol). Ces échantillons peuvent par la suite être utilisés pour des essais géotechniques de laboratoire (Solberg *et al.*, 2016; Bièvre *et al.*, 2011a). Les sondages carottés, plus délicats à effectuer, permettent le prélèvement d'échantillons peu ou non remaniés sous forme de carottes continues. Les logs lithologiques réalisés à partir de ce type de sondage sont par conséquent plus précis en termes de nature des sols et de profondeur d'horizons. En fonction des techniques utilisées, des paramètres supplémentaires peuvent par ailleurs être enregistrés lors du forage (la vitesse d'avancement, la pression d'injection de fluide, la pression sur l'outil, etc.) qui fourniront des informations indirectes sur la nature des terrains traversés (Solberg *et al.*, 2016).

Les informations sur la nature et la résistance mécanique des sols investigués peuvent être complétées par la réalisation d'essais géotechniques en forage. Le plus répandu en France est l'essai pressiométrique qui consiste à évaluer les déformations subies par le sol en exerçant une pression sur les parois du forage à l'aide d'une sonde (Ménard, 1957). La pression est exercée en injectant des volumes variables de fluide à l'intérieur de la sonde, et l'essai est répété à différentes profondeurs du forage. A chaque passe, le comportement pseudo-élastique du sol est évalué par le module pressiométrique E_M , qui correspond à la gamme de contraintes pour laquelle les déformations subies par le sol sont réversibles. Le comportement plastique est évalué par la pression de fluage p_f qui définit la limite entre l'état pseudo-élastique et l'état plastique (déformations irréversibles). Enfin, la pression limite p_l caractérise la résistance de rupture du sol pour laquelle les déformations mesurées dans le forage augmentent très fortement pour une faible augmentation de volume dans la sonde.

D'autres essais de type diagraphie peuvent également être réalisés en forage ou sur les carottes extraites du forage (Solberg *et al.*, 2016; Bièvre *et al.*, 2011a). Les plus répandues sont les diagraphies acoustiques (pour mesurer la vitesse des ondes S), les diagraphies Gamma-ray (pour mesurer la teneur en minéraux radioactifs), les diagraphies de susceptibilité magnétique (pour mesurer la teneur en minéraux magnétiques), ou encore les diagraphies électriques (pour mesurer la résistivité). La figure 2.1 illustre un exemple de diagraphies de Gamma-ray et susceptibilité magnétique effectuées en forage sur le glissement d'Avignonet, dans la région du Trièves (Bièvre *et al.*, 2011a). L'interface entre les argiles à blocs et les argiles laminées repérée sur les carottes à environ 18,5 m de profondeur est également repérée par les diagraphies avec une augmentation du signal Gamma-ray et une chute de la susceptibilité magnétique.

Dans le cas des glissements, la réalisation d'un forage est souvent associée à l'installation d'un inclinomètre scellé en fond de forage dans le terrain stable (Program, 1996). Le principe de cet outil est d'évaluer les déformations du terrain à différentes profondeurs afin de repérer la présence possible de surfaces de rupture. La figure 2.2 illustre un exemple de mesures inclinométriques effectuées dans trois forages sur le glissement de

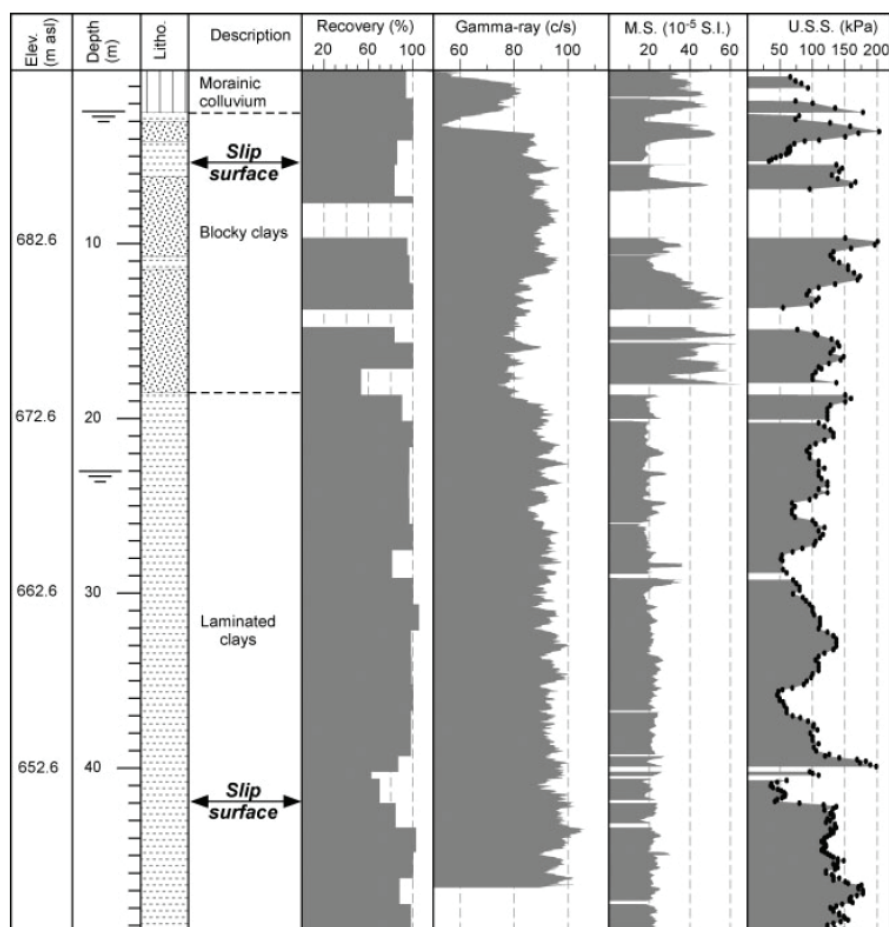


FIGURE 2.1: Log géotechnique d'un forage carotté effectué sur le glissement d'Avignonet, dans la région du Trièves (France). Des diagraphies de Gamma-ray, de susceptibilité magnétique (M.S) ont été réalisées à partir des carottes obtenues en forage. La résistance au cisaillement non confinée et non drainée (U.S.S) a été mesurée à partir d'essais de Vane. D'après [Bièvre et al. \(2011a\)](#).

Hollin-Hill, dans le comté de Yorkshire en Angleterre de 2009 à 2012 ([Uhlemann et al., 2016](#)). L'analyse des données montre l'existence de surfaces de rupture qui délimitent des zones aux cinématiques différentes. Par exemple, l'inclinomètre placé dans le forage BH5 montre l'existence de deux surfaces de rupture à 2 m et 4,5 m de profondeur avec des vitesses de déformations croissantes en s'approchant de la surface ($z = 0$ m). Bien que les premiers inclinomètres disposaient à l'origine d'une résolution temporelle faible du fait d'acquisitions manuelles (et donc ponctuelles), l'introduction récente de mesures automatisées permet aujourd'hui d'apporter des informations utiles sur la cinématique et la géométrie des glissements ([Angeli et al., 2000](#)). Leur durée de vie est cependant dépendante de l'activité du glissement qui peut conduire à la rupture rapide du tubage. Enfin, l'évolution temporelle de la hauteur de nappe peut être évaluée par l'installation

en forage d'un tube piézométrique ouvert et d'une sonde piézométrique. Les pressions interstitielles jouant un rôle important dans la cinématique des glissements argileux (Wood, 1990; Picarelli *et al.*, 2004; Iverson, 2005), il est également utile d'installer en forage des capteurs de pression interstitielle.

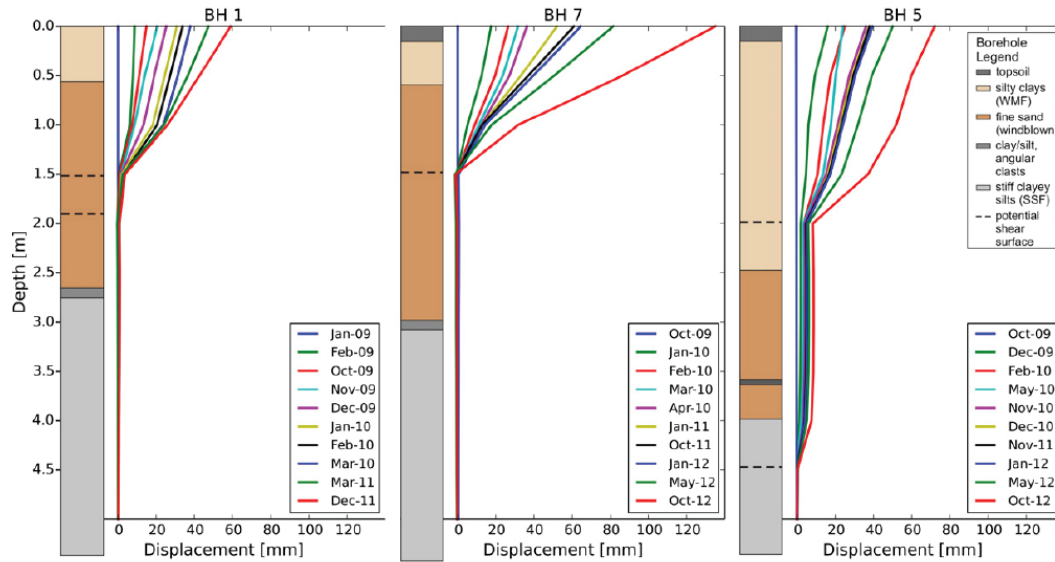


FIGURE 2.2: Mesures inclinométriques sur le glissement de Hollin-Hill en Angleterre, dans le comté de Yorkshire. D'après Uhlemann *et al.* (2016).

Un autre essai géotechnique bien connu est le pénétromètre qui consiste à évaluer la portance d'un sol en enfonçant une tête conique de diamètre connu (Maquaire *et al.*, 2002; Solberg *et al.*, 2016). Les essais pénétrométriques sont de deux types : dynamique ou statique. Dans le premier cas, la tête est enfoncée par battage à l'aide d'une masse de poids connu. La résistance à la pénétration du sol est évaluée à partir du nombre de coups permettant un enfoncement de 15 cm de la tige. Dans le cas du pénétromètre statique, la tête est enfoncée de façon lente et régulière dans le sol, permettant d'évaluer la résistance à la pénétration mais aussi la résistance au frottement du sol. La figure 2.3 illustre un exemple de reconnaissance pénétrométrique en méthode dynamique effectuée sur le glissement de Laval dans le Sud-Est de la France (Maquaire *et al.*, 2002). La comparaison de la résistance du sol (en MPa) avec le profil géologique fait apparaître des similitudes entre les changements brusques de résistance et les horizons lithologiques.

Bien que les méthodes géotechniques abordées plus haut permettent d'évaluer de façon précise la géologie, la résistance mécanique et la cinématique des sols traversés, le volume investigué par ces techniques reste cependant limité. Les hétérogénéités spatiales ne peuvent ainsi être prises en compte que si les essais géotechniques sont multipliés sur la zone d'étude, ce qui augmente grandement le coût de telles campagnes d'investigation ainsi que le temps nécessaire pour les effectuer. Par ailleurs, le transport d'engins de forage lourds et imposants sur les glissements argileux souvent peu accessibles s'avère

être un critère supplémentaire de difficulté. Certains essais géotechniques peuvent tout de même être réalisés à partir d'engins portables (Maquaire, 2002) mais leur profondeur d'investigation reste alors très limitée. Le développement actuel de méthodes innovantes de télédétection (géodésiques ou géophysiques) permet de pallier en partie les problématiques posées par les méthodes géotechniques, et sont de utilisées de façon croissante dans des systèmes de monitoring sur les glissements de terrain.

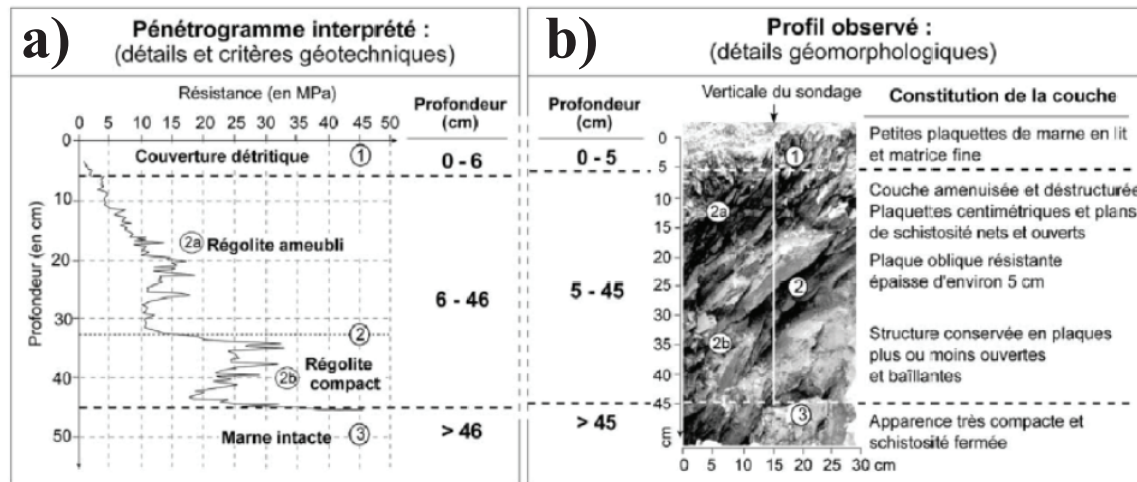


FIGURE 2.3: a) Essai de reconnaissance pénétrométrique par méthode dynamique sur le glissement de Laval, dans le Sud-Est de la France. b) Profil géologique. Les horizons lithologiques correspondent à des changements brusques de résistance mécanique mesurée par le pénétromètre. D'après Maquaire *et al.* (2002).

2.3 Méthodes géodésiques

La géodésie, du grec « geôdaisia », est la science de mesure et de représentation de la surface terrestre. Utilisée originellement pour le tracé des cartes, cette science a par la suite permis d'étudier la forme de la Terre. Dans le cas des instabilités gravitaires et plus précisément des glissements argileux, la géodésie permet d'établir la morphologie de ces corps à la géométrie complexe. La répétition de ces mesures dans le temps permet également d'évaluer la cinématique de ces glissements et l'évolution de leur géométrie de surface. Les méthodes géodésiques sont de plusieurs types, en fonction du type de mesures (au sol ou aéroportées, par rayons visibles ou infrarouges, etc.) et du nombre de points à investiguer. Nous nous intéresserons ici aux méthodes tachéométriques (Malet *et al.*, 2002), GPS (Malet *et al.*, 2002; Malet, 2003; Uhlemann *et al.*, 2016), satellitaires (Delacourt *et al.*, 2007; Lacroix *et al.*, 2015) et LiDAR (Jaboyedoff *et al.*, 2012).

2.3.1 Méthodes tachéométriques et GNSS

Les tachéomètres reposent sur la mesure optique de la distance séparant l'appareil de mesure de l'objet considéré. Ils sont par conséquent limités à des sites dégagés et dénués de végétation ou de bâti. L'évaluation de la cinématique du glissement nécessite la répétition périodique des mesures au cours du temps. Pour cela, des références appelées repères géodésiques sont mises en places et des prismes réfléchissants sont installés de façon permanente sur le glissement (Malet, 2003).

Les techniques GNSS (pour Global Navigation Satellite System) sont fondées sur la mesure de la distance de l'appareil de mesure avec des satellites situés à des distances différentes du lieu d'observation. La précision de cette méthode dépend par conséquent du nombre de satellites « en vue », et peut atteindre le centimètre (Uhlemann *et al.*, 2016). A la différence des méthodes tachéométriques qui sont difficilement automatisables, les méthodes GNSS offrent cependant une meilleure résolution temporelle de la cinématique du glissement grâce à une acquisition automatique (Malet *et al.*, 2002).

Appliqués au cas des glissements de terrain, les appareils de mesure tachéométrique ou GNSS ont permis de montrer la correspondance entre la cinématique des glissements et la pluviométrie (Malet *et al.*, 2002; Uhlemann *et al.*, 2016). Bien que ce type d'appareil ne permette d'effectuer que des mesures ponctuelles, des travaux récents, montrant l'applicabilité de systèmes GNSS placés en réseau sur un glissement, ouvrent des perspectives intéressantes pour améliorer la résolution spatiale de ces techniques (Benoit *et al.*, 2015).

2.3.2 Imagerie satellitaire

Les méthodes de télédétection par imagerie satellitaire sont de plusieurs types. On en recense ici deux principales utilisées sur les glissements de terrain : l'imagerie interférométrique INSAR (Delacourt *et al.*, 2007) et l'imagerie optique PLEIADES (Lacroix *et al.*, 2015).

La méthode INSAR est fondée sur le principe d'interférométrie InSAR (pour Interferometric Synthetic Aperture Radar) où un modèle numérique de terrain (MNT) peut être établi à l'aide de deux images d'une même portion de sol. Ces deux images sont prises par un satellite à deux moments différents (le satellite ayant bougé entre les deux photos), ou au même moment si le satellite dispose de deux appareils embarqués. Les images obtenues disposent alors d'une précision centimétrique et d'une résolution décimétrique (Delacourt *et al.*, 2007). Dans le cas d'une zone en mouvement, l'analyse des déplacements est effectuée en comparant les différences de phase entre deux images obtenues à des dates différentes : c'est la méthode DInSAR (Differential InSAR). Cette technique a été utilisée avec succès dans de nombreuses études pour évaluer la morphologie et la cinématique de glissements de terrain (Kimura *et Yamaguchi*, 2000; Squarzone *et al.*, 2003; Strozzi *et al.*, 2005). L'imagerie satellitaire est cependant limitée par de nombreux facteurs. Cette méthode n'est applicable qu'à des zones dégagées et peu pentues, l'angle de plongée de l'appareil optique pouvant être sujet aux zones d'ombre. Enfin,

cette méthode est limitée aux mouvements lents (1 à 4 cm.an⁻¹), du fait d'une perte de cohérence entre images si les mouvements ont été trop importants entre deux acquisitions (Delacourt *et al.*, 2007).

L'obtention de MNT par méthode d'imagerie PLEIADES est fondée sur l'acquisition puis la corrélation d'un couple d'images obtenu lors d'un unique passage du satellite au-dessus de la zone investiguée. La constellation PLEIADES est constituée de deux satellites situés à la même orbite, à 180° l'un de l'autre. Une récente étude menée par Stumpf *et al.* (2014) a montré que les MNT obtenus par la méthode PLEIADES permettent d'observer des déformations de surface avec une précision de l'ordre de 13 cm. Cette méthode optique peut par conséquent être utilisée pour évaluer les déformations de glissements de terrain rapides caractérisés par des vitesses de plusieurs cm.an⁻¹, à plusieurs m.an⁻¹ (Stumpf *et al.*, 2014). Elle peut également être utilisée pour étudier les accélérations co-sismiques et post-sismiques de glissements de terrain, dont les déformations sont évaluées entre 2 et 40 cm (Lacroix *et al.*, 2014, 2015). Enfin, la méthode d'imagerie PLEIADES permet d'acquérir des images séparées de quelques jours, ce qui permet d'évaluer les déformations de surface avec une grande résolution temporelle, typiquement lors de périodes d'accélération (Delacourt *et al.*, 2007). La méthode optique présente cependant quelques défauts, le principal étant sa sensibilité aux conditions climatiques. Celles-ci peuvent être différentes entre deux acquisitions, avec typiquement des changements d'humidité dans l'air, qui produisent des artéfacts dans les mesures et empêchent l'obtention d'un MNT de qualité (Delacourt *et al.*, 2007).

2.3.3 Méthodes LiDAR et TLS

La technique scanner laser TLS (pour Terrestrial Laser Scanning) ou LiDAR (pour Light Detection And Ranging) est fondée sur l'acquisition d'un nuage de points en trois dimensions de l'objet d'étude. Un faisceau laser est envoyé sur la surface à étudier, se réfléchit en un point, et revient sur le scanner laser (figure 2.4a). Connaissant la vitesse de l'onde électromagnétique dans l'air et le temps d'arrivée du faisceau s'étant réfléchi, il est alors possible d'estimer la distance séparant le scanner du point de réflexion. Les coordonnées x, y et z de ce point sont calculées à l'aide des composantes horizontales et verticales du faisceau. Le balayage à très haute fréquence (de 2 kHz à 300 kHz) d'une surface permet d'obtenir rapidement un nuage 3D de plusieurs millions de points décrivant la surface investiguée. A la différence des méthodes d'imagerie optique ou du GPS, la technique LiDAR permet de différencier le sommet de la couverture végétale (canopée) de la surface du sol grâce à l'analyse des différentes réflexions subies par le faisceau laser le long de son parcours. Lorsque le faisceau traverse une couverture végétale (figure. 2.4b), une partie de l'onde laser est réfléchie sur la canopée avec une faible intensité. La pulsation correspondant à la réflexion sur la surface du sol est de plus grande intensité et plus tardive.

La précision des appareils de mesure par méthode LiDAR est généralement de l'ordre de 1,5 cm lorsque la distance à la surface investiguée est inférieure à 1000 m (Jaboyedoff *et al.*, 2012). Elle peut cependant diminuer de façon variable lorsque les conditions de

mesure ne sont pas optimales, comme la présence de particules d'eau dans un nuage entre la surface à mesurer et le scanner laser, ou la rugosité de la surface à étudier (Jaboyedoff *et al.*, 2012). La résolution des MNT obtenus par la technique LiDAR peut être évaluée par la densité du nuage de points, plus précisément par la distance entre les points. La résolution peut ainsi atteindre le millimètre (Jaboyedoff *et al.*, 2012; Abellan *et al.*, 2011), mais elle diminue lorsque la distance entre le scanner et la surface investiguée s'agrandit, du fait de l'élargissement (divergence) du faisceau laser avec la distance (figure 2.4a).

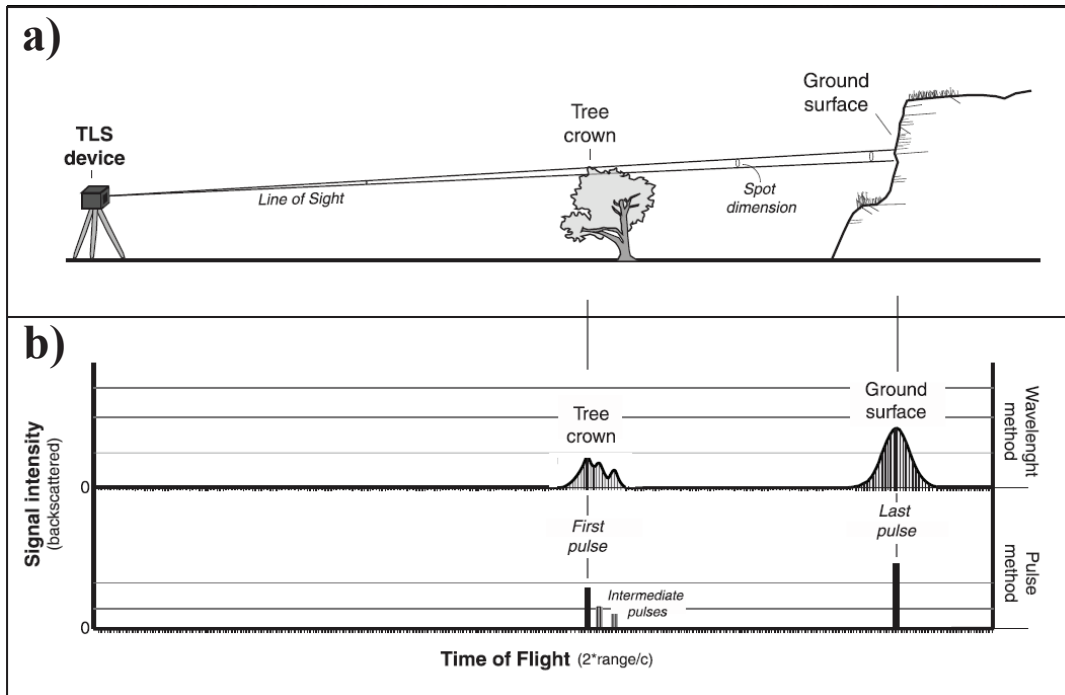


FIGURE 2.4: Schéma de principe de fonctionnement de la technique LiDAR. Evolution du diamètre du faisceau laser avec la distance. b) Réponse du signal en fonction de la méthode de phase (wavelength method) ou de pulsation (pulse method). Modifié d'après Abellan *et al.* (2011).

Depuis son développement au début des années 2000, la technique du LiDAR a été appliquée à de nombreux glissements de terrain pour étudier leur morphologie (Travelletti *et al.*, 2012; Jaboyedoff *et al.*, 2009a, 2012; Eeckhaut *et al.*, 2007). La figure 2.5 illustre un exemple de prospection aérienne LiDAR effectuée dans la région du Trièves, au Nord-Ouest du lac de Monteynard (Bièvre *et al.*, 2011a). On y observe la présence de deux zones à la topographie de surface très chaotique, délimitées par des pointillés noirs. Ces deux zones correspondent aux glissements actifs d'Avignonet (au Nord) et d'Harmalière (au Sud). Enfin, la technique LiDAR peut également être utilisée pour évaluer la cinématique de glissements de terrain en comparant des MNT pris à des moments différents. Leur analyse permet alors d'évaluer les zones d'ablation et d'accumulation du matériel (Jaboyedoff *et al.*, 2009a, 2012).

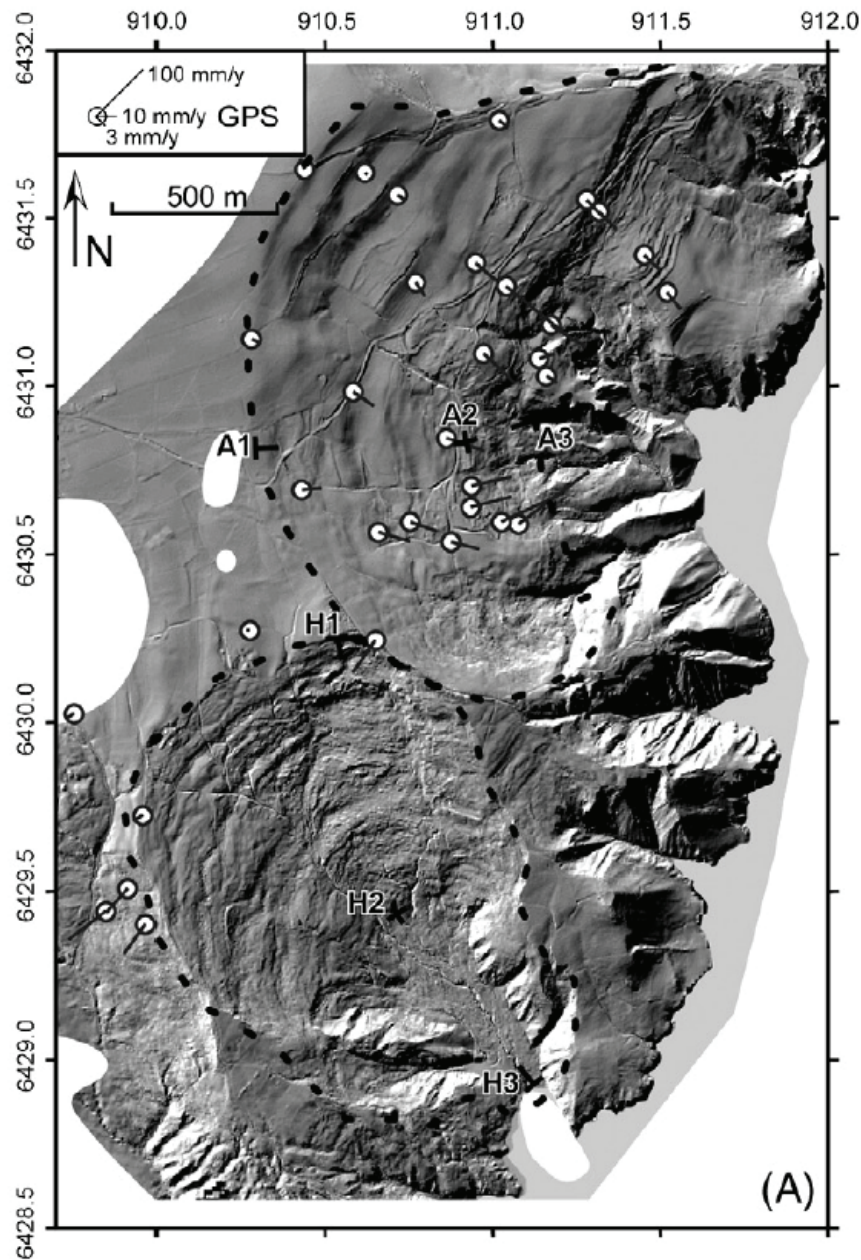


FIGURE 2.5: Modèle numérique de terrain obtenu par prospection aérienne LiDAR dans la région du Trièves. La résolution horizontale du MNT est de 2 m. Les pointillés noirs délimitent le glissement d’Harmalière au Sud, et le glissement d’Avignonet au Nord. Les points blancs donnent une indication sur la direction des déplacements et l’amplitude des vitesses. D’après [Bièvre et al. \(2011b\)](#).

2.4 Propriétés géophysiques des argiles et méthodes de reconnaissance

L'étude des propriétés géophysiques des sols et roches, telles que les vitesses de propagation d'ondes sismiques ou la résistivité électrique, apporte des informations importantes pour la caractérisation de ces milieux. En particulier, les relations physiques ou empiriques qui relient ces paramètres géophysiques à des paramètres géotechniques (porosité, saturation, salinité, nature des sols) constituent des outils très utilisés. Cette partie décrit les principales propriétés sismiques et électriques des sols et roches argileuses, avant de présenter succinctement l'utilité des méthodes de reconnaissance géophysique à la caractérisation des glissements argileux.

2.4.1 Propriétés sismiques des argiles

2.4.1.1 Equation du mouvement et types d'ondes

La propagation d'ondes sismiques dans un milieu dépend des propriétés élastiques de celui-ci, et par conséquent du type de déformations qui lui sont appliquées. Les solides sont soumis à deux types de déformations : la compression/dilatation et le cisaillement. Le tenseur des contraintes σ_{ij} qui définit l'ensemble des efforts surfaciques appliqués en chaque point du solide est relié aux déplacements \vec{u} par la deuxième loi de Newton :

$$\rho \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau_{ij}}{\partial j} \quad (2.1)$$

où ρ est la densité du solide. En supposant que les déformations sont petites, la relation déformation-déplacement s'écrit :

$$\gamma_{ij} = \frac{1}{2}(\partial_i u_j + \partial_j u_i) \quad (2.2)$$

où γ représente les déformations. Dans le domaine élastique, le tenseur des contraintes est par ailleurs relié aux déformations par la loi de Hooke :

$$\tau_{ij} = \lambda \gamma_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \gamma_{ij} \quad (2.3)$$

où μ et λ sont les constantes de Lamé et δ_{ij} est le symbole de Kronecker. L'insertion de la loi de Hooke dans l'équation 2.1 permet d'obtenir l'équation de mouvement :

$$\rho \frac{\partial^2 \vec{u}}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \nabla(\nabla \cdot \vec{u}) + \mu \nabla^2 \vec{u} + f_{ext} \quad (2.4)$$

dont les solutions permettent de faire ressortir deux types d'ondes P et S se propageant à deux vitesses distinctes V_P et V_S , reliées aux paramètres de Lamé par les relations suivantes :

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad (2.5)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.6)$$

Les ondes P (pour premières arrivées) sont les plus rapides et se propagent par compression/dilatation du milieu dans le sens de la propagation (figure 2.6a). Les ondes S (pour secondes arrivées) sont plus lentes, et se propagent par cisaillement transverse au sens de propagation, sans changement de volume (figure 2.6b). Les vitesses des ondes P et S sont reliées par le coefficient de Poisson ν qui caractérise la contraction du milieu :

$$\frac{V_S^2}{V_P^2} = \frac{2(1 - \nu)}{1 - 2\nu} \quad (2.7)$$

Dans le cas où le milieu dispose de surfaces libres, d'autres types d'ondes peuvent se propager : celles-ci sont appelées ondes de surfaces, et proviennent de l'interférence des ondes P et S. Elles sont de deux types (Rayleigh ou Love), en fonction du type d'ondes S verticales ou horizontales dont elles proviennent. Les ondes de Rayleigh se propagent avec un mouvement rétrograde elliptique dans le plan vertical du sens de propagation (figure 2.6c). Les ondes de Love se propagent avec un déplacement horizontal perpendiculaire au sens de propagation (figure 2.6d).

2.4.1.2 Sismologie et sols argileux

Les sols argileux possèdent des propriétés sismiques particulières qui ont des conséquences sur leur aménagement. Plusieurs études (Dobry et Vucetic, 1987; Vucetic, 1992) ont ainsi montré que la plasticité des sols évaluée par l'indice de plasticité IP donne une information sur leur réaction en cas de sollicitations sismique. Plus précisément, lorsque ces sols reposent sur un substratum au contraste sismique important, les ondes sismiques sont piégées dans le milieu, interfèrent entre elles et provoquent une amplification des mouvements en surface. Ce phénomène est appelé effet de site, et s'opère pour certaines bandes de fréquence du signal sismique qui dépendent de la nature du milieu (géologie, compacité) et de la topographie de surface et souterraine. Les sols argileux peu compacts reposant sur des substratums rocheux beaucoup plus compétents offrent par conséquent un contraste sismique important et sont davantage sujets aux problématiques d'amplification sismique. Cet effet est à l'origine de la catastrophe ayant frappé la ville de Mexico en 1985, où les argiles lacustres sur lesquelles sont construits les bâtiments ont provoqué

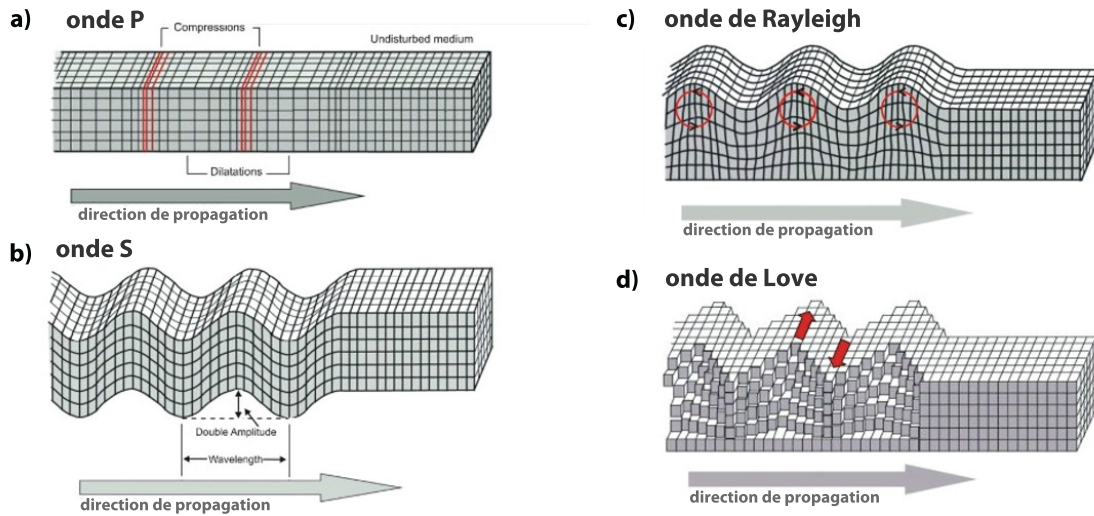


FIGURE 2.6: a) Onde P caractérisée par un mouvement de compression/dilatation dans le sens de propagation. b) Onde S caractérisée par un mouvement de cisaillement perpendiculaire au sens de propagation. c) Onde de surface de type Rayleigh, provenant de l'interférence des ondes P et S-verticales. Le mouvement est rétrograde elliptique dans le plan vertical dans le sens de propagation. d) Onde de surface de type Love provenant de l'interférence des ondes P et S-horizontales. Le mouvement est horizontal, perpendiculaire au sens de propagation. D'après [Lay et Wallace \(1995\)](#).

une amplification dépassant par endroit un facteur 10 ([Lermo et Chavez-Garcia, 1994](#)). Grenoble est un autre exemple d'effet de site possible, avec la présence d'une couche de plusieurs centaines de mètres de sédiments lacustres sableux et argileux reposant sur un substratum plus rigide. Dans le cas d'un séisme sur la chaîne voisine de Belledonne, les mouvements pourraient là aussi être prolongés et amplifiés, bien que dans une moindre mesure par rapport au cas de Mexico ([Die, 2001](#)).

2.4.2 Propriétés électriques des argiles

2.4.2.1 Mesures de résistivité sur argiles et facteurs d'influence

La plupart des minéraux constituant les sols et roches jouent le rôle d'isolants électriques (quartz, micas, etc.) et sont caractérisés par des conductivités très faibles, de l'ordre de 10^{-7} S.m^{-1} . La conductivité des roches, graviers et sables propres (i.e., sans argiles) résulte donc principalement des fluides présents dans les pores. Cette conductivité porale dépend du type de fluide, de la nature des ions présents et de leur concentration ([Archie, 1942](#); [Keller et Frischknecht, 1966](#)). Dans le cas des roches et sols argileux, la conductivité du matériau dépend de la conductivité du fluide poral, mais aussi de la

conductivité liée à la présence de minéraux argileux (Mitchell, 1993). Lorsque les feuillets d'argile sont mis en contact avec le fluide poral, des cations présents en solution sont attirés par les charges négatives à la surface des argiles, puis adsorbés. L'adsorption de ces cations à la surface des feuillets provoque l'apparition d'une double couche électrique qui peut influencer de façon importante la conductivité globale du matériau. On parle alors de conductivité surfacique, qui dépend du type d'argile, de la nature du fluide et des cations adsorbés (Waxman et Smits, 1968; Revil *et al.*, 1998; Saarenketo, 1998).

L'étude des paramètres influençant les propriétés électriques des argiles est particulièrement documentée dans le monde scientifique. Le paramètre électrique le plus souvent utilisé dans ce cadre est la résistivité (i.e., l'inverse de la conductivité). Le facteur d'influence le plus communément étudié est l'état hydrique du matériau, afin d'évaluer l'évolution de la résistivité d'argiles en fonction de leur teneur en eau (Kalinski et Kelly, 1993; Tabbagh et Cosenza, 2007; Russell et Barker, 2010; Merritt *et al.*, 2016). Ces mesures peuvent être effectuées en utilisant de l'eau distillée ou de l'eau plus ou moins concentrée en sels. Fukue *et al.* (1999) ont réalisé ce type de mesure sur de l'argile de Kibushi en utilisant de l'eau distillée. Les résultats présentés en figure 2.7a montrent que la résistivité est très forte (3000 Ω .m environ) pour des teneurs en eau faibles, en dessous de la limite de plasticité. Une chute de la résistivité de 3000 Ω .m à environ 10 Ω .m est ensuite repérée aux alentours de la limite de plasticité. Enfin, une légère augmentation de la résistivité est observée aux alentours de la limite de liquidité, bien que le nombre de points de mesures soit faible dans cette gamme de teneur en eau. Des résultats similaires ont été observés par Russell et Barker (2010) sur différents échantillons d'argile d'Angleterre. Fukue *et al.* (1999) ont interprété ces résultats comme étant liés à des états structuraux du matériau argileux illustrés à la figure 2.7b. En dessous de la limite de plasticité (état A), l'eau adsorbée à la surface des particules argileuses ne recouvre pas suffisamment le squelette solide, empêchant la conductivité surfacique d'opérer : la résistivité est alors importante. Aux alentours de la limite de plasticité (état B), l'eau adsorbée recouvre la plupart des particules argileuses, créant des connexions d'un feuillet à l'autre et permettant la conductivité surfacique : la résistivité chute brutalement. Au-delà de la limite de liquidité (état C), l'eau supplémentaire commence à éloigner les particules les unes des autres, diminuant la conductivité surfacique et par conséquent augmentant la résistivité globale du matériau. D'autres études font également état de l'influence du compactage sur l'évolution de la résistivité (Abu-Hassanein *et al.*, 1996; Kalinski et Kelly, 1993), avec des mesures montrant que la résistivité diminue lorsque l'état de compactage augmente, à teneur en eau constante. L'anisotropie des matériaux étudiés est aussi un facteur d'influence, Tabbagh et Cosenza (2007) et Rey et Jongmans (2007) ayant montré que la présence de particules allongées orientées selon des directions différentes peuvent introduire des variations de résistivité non négligeables. Ainsi, il apparaît que la résistivité mesurée est plus faible lorsque les particules sont alignées parallèlement aux lignes de courant. De tels résultats permettent de mieux comprendre l'effet de l'agencement micro structural des matériaux argileux sur la résistivité.

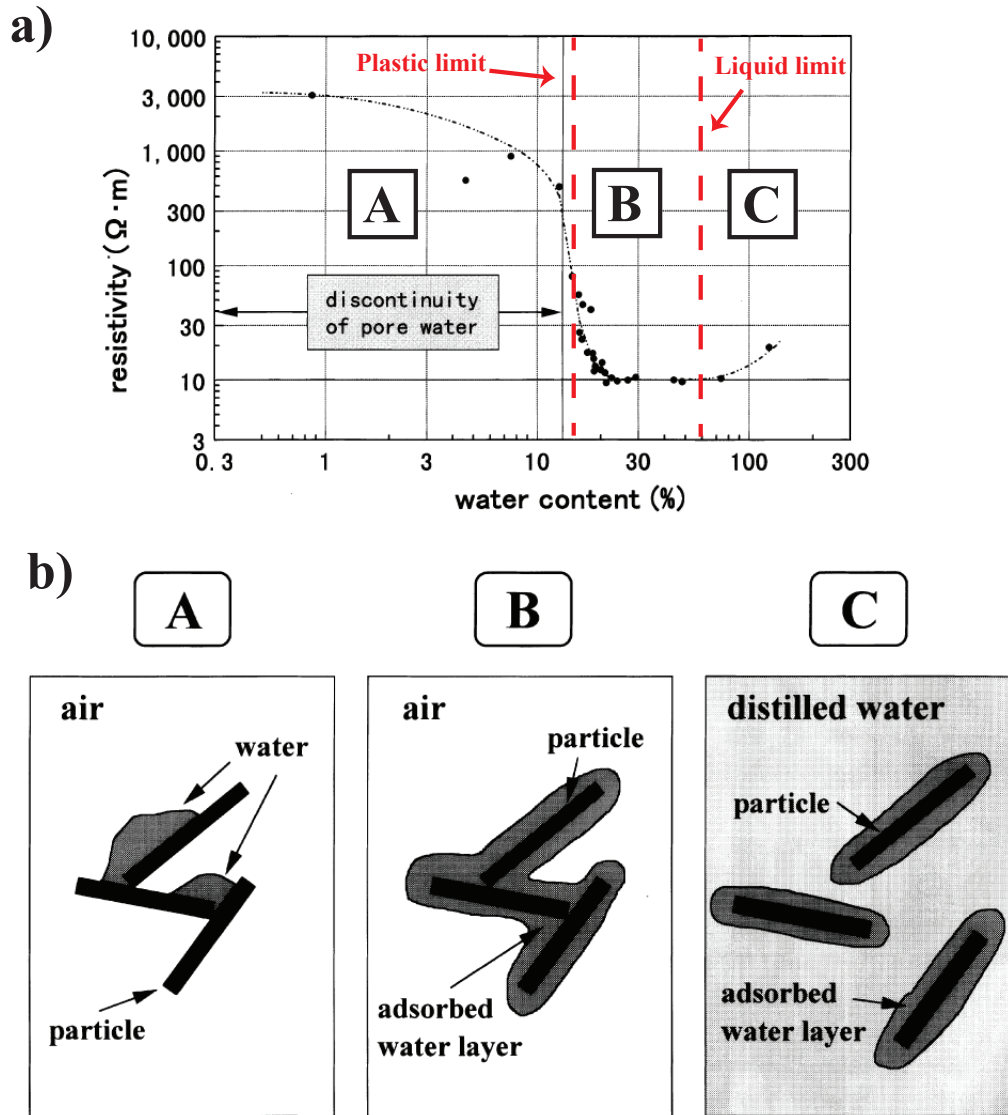


FIGURE 2.7: a) Evolution de la résistivité d'échantillon d'argile de Kibushi (Japon). b) Interprétation structurale des mesures présentées en a). Modifié d'après Fukue *et al.* (1999).

2.4.2.2 Lois empiriques et semi empiriques

De nombreuses lois empiriques ou semi empiriques ont été développées au sein de la communauté scientifique pour modéliser l'évolution de la résistivité de sols ou roches en fonction de différents paramètres tels que la teneur en eau ou la résistivité du fluide poral. Une des lois expérimentales les plus utilisées est certainement la loi d'Archie établie en 1942 (Archie, 1942) qui a été obtenue à partir de mesures de résistivité réalisées sur

plusieurs dizaines d'échantillons de roche et de matériaux sableux. Le modèle d'évolution de la résistivité proposé est le suivant :

$$F = \frac{\rho_b}{\rho_w} = a\Phi^{-m} \quad (2.8)$$

où F (sans unités) est le facteur de formation, égal au rapport de la résistivité globale du matériau ρ_b (en $\Omega.m$) et de la résistivité du fluide poral, ρ_w (en $\Omega.m$). ϕ (sans unités) représente la porosité du matériau. a et m sont des constantes empiriques sans dimension, avec m le coefficient de cimentation (compris entre 1,3 et 2,5), dépendant de l'interconnectivité et de la tortuosité des pores. La loi d'Archie considère que la résistivité globale du matériau ρ_b ne dépend que de la conduction électrolytique (i.e., dans les pores). Elle ne s'applique par conséquent qu'aux roches fracturées, graviers et sables propres qui ne possèdent pas de minéraux argileux en proportion significative. Plus tard, [Keller et Frischknecht \(1966\)](#) ont proposé une modification de cette loi d'Archie prenant en compte la saturation du matériau. La loi proposée est alors :

$$F = \frac{\rho_b}{\rho_w} = aS_w^{-n}\Phi^{-m} \quad (2.9)$$

où S_w représente le degré de saturation (rapport du volume des vides remplis d'eau par le volume total des vides), et n l'exposant de saturation sans dimension qui dépend du type de fluide poral (compris entre 2 et 9,5).

La loi d'Archie modifiée est encore aujourd'hui très utilisée dans le domaine de l'hydrologie et de la recherche pétrolière. Cependant, elle ne permet pas de prendre en compte la présence de particules argileuses dans le milieu qui apportent une conductivité supplémentaire, appelée conductivité surfacique. De nombreux modèles ont été proposés afin de considérer la présence de minéraux argileux ([Waxman et Smits, 1968](#); [Revil et al., 1998](#); [Shah et Singh, 2005](#)). La plupart de ces modèles sont fondés sur des équations du type :

$$F = \rho_b \left(\frac{1}{\rho_w} + X \right) \quad (2.10)$$

où l'ajout du terme X par rapport à la loi d'Archie représente la conductivité surfacique apportée par les minéraux argileux. L'un des modèles de résistivité les plus utilisés pour les matériaux argileux est certainement celui établi par [Waxman et Smits \(1968\)](#) qui postulent que :

$$F = \rho_b \left(\frac{1}{\rho_w} + BQ_v \right) \quad (2.11)$$

avec :

$$B = 4,6(1 - 0,6e^{-\frac{1}{1,3\rho_w}}) \quad (2.12)$$

et :

$$Q_v = \frac{CEC(1 - \Phi)\rho_0}{100\Phi} \quad (2.13)$$

où B (en $S.m^{-1}.meq^{-1}.cm^3$) est la conductance équivalente des ions présents dans la double couche électrique, Q_v (en $meq.cm^{-3}$) est la capacité d'échange cationique (CEC) par unité de volume et ρ_0 est la densité des grains (environ égale à $2,7 g.cm^{-3}$). L'applicabilité de ce modèle à de nombreux types d'argiles et le faible nombre de paramètres le rend encore aujourd'hui très utilisé dans la communauté scientifique (Revil *et al.*, 1998; Merritt *et al.*, 2016).

D'autres types de modèles fondés sur la structure du matériau contrôlant ces propriétés électriques, et appelés modèles de mélange, ont été développés. Le modèle proposé par Sen *et al.* (1988) qui utilise l'approche DEM (pour Differential Effective Medium) en est un exemple. Dans ce modèle, des inclusions infinitésimales de résistivité donnée sont introduites dans un milieu hôte, de résistivité également connue. Dans le cas où le milieu hôte est de l'eau et où l'inclusion est un minéral, l'ajout progressif d'inclusions jusqu'à atteindre une certaine fraction volumique conduit à la considération d'une roche de porosité donnée. L'inter connectivité des pores remplis d'eau permet l'existence de chemins de conductivité. La résistivité globale du matériau est alors calculée en résolvant les équations différentielles du milieu considéré. Le modèle « à deux eaux » proposé par Clavier *et al.* (1984) puis utilisé par Sen *et al.* (1988) constitue un autre exemple de modèle de résistivité. Clavier *et al.* (1984) postulent que l'eau contenue dans les pores d'un matériau peut être divisée en deux types. Le premier type est appelé « eau liée », et est relative à l'eau adsorbée sur les feuillets d'argile, responsables de la conductivité surfacique. Le second type est appelé « eau libre » et est relative à l'eau contenue dans les pores, responsable de la conduction électrolytique. Cependant, bien que les modèles de mélange permettent de suggérer des caractéristiques structurales de matériaux argileux, ceux-ci ne sont en revanche souvent applicables qu'à des sols spécifiques, empêchant l'établissement de modèles généraux (Kalinski *et Kelly*, 1993).

2.4.3 Les méthodes de reconnaissance géophysique

L'étude des glissements de terrain par méthodes géophysiques a été initiée dès les années 70 par les travaux de [Bogoslovsky et Ogilvy \(1977\)](#) mais il a fallu attendre la fin des années 1990 et le développement des outils informatiques de calcul pour voir émerger l'application de ce type de techniques aux mouvements de terrain ([Jongmans et Garambois, 2007](#)). A la différence des méthodes géotechniques destructives, les méthodes géophysiques ne sont pas intrusives et permettent d'évaluer les hétérogénéités spatiales du sol en investiguant de grandes surfaces de terrains ([Jongmans et Garambois, 2007](#)). Ces méthodes fournissent ainsi des informations 2D ou 3D en fonction du type de dispositif installé sur le terrain ([Jongmans et Garambois, 2007](#)). Dans le cas où les mesures sont répétées dans le temps, les techniques géophysiques permettent d'effectuer un suivi en 4 dimensions (3D spatiale + 1D temporelle) des objets étudiés ([Jongmans et Garambois, 2007](#)). Les méthodes géophysiques appliquées au cas des glissements argileux sont principalement de trois types : les méthodes de sismique active ([Méric *et al.*, 2007](#); [Jongmans *et al.*, 2009](#)), les méthodes de sismique passive ([Mainsant *et al.*, 2012b](#); [Larose *et al.*, 2015](#)), et les méthodes électriques ([Lebourg *et al.*, 2010](#); [Chambers *et al.*, 2011](#); [Bièvre *et al.*, 2011a](#); [Supper *et al.*, 2014](#)).

2.4.3.1 Méthodes de sismique active

Les techniques de sismique active consistent à étudier la propagation d'ondes à partir de sources sismiques provoquées et donc connues. On recense principalement deux types de sismique active appliqués au cas des glissements argileux : la tomographie de sismique réfraction, et l'inversion des ondes de surface.

Sismique réfraction et tomographie :

La sismique réfraction est fondée sur la mesure (par pointé) des temps d'arrivée d'ondes réfractées à angle critique le long d'interfaces offrant des contrastes importants de vitesses sismiques ([Telford *et al.*, 1990](#); [Reynolds, 1997](#)). Cette technique nécessite un appareillage et un nombre de tirs limité et est par conséquent largement utilisée pour caractériser l'hydrologie et la profondeur de masses instables ([Demoulin *et al.*, 2003](#); [Glade *et al.*, 2005](#); [Jongmans *et al.*, 2009](#)). La figure 2.8 présente un profil de sismique réfraction réalisé dans la région d'Annecy sur le glissement de Léaz composé d'argiles litées d'origine glacio-lacustre. La surface de cisaillement repérée par forage à une profondeur de 10 m environ est également repérée par le profil sismique, avec une interface sismique à une profondeur similaire ([Méric, 2006](#)). En fonction du type de source utilisée et de la sollicitation apportée au sol, le type d'onde émise peut par ailleurs varier. La frappe d'une plaque posée sur le sol provoque ainsi des ondes de compression/dilatation (ondes de volume P) mais aussi des ondes de cisaillement verticales (ondes S_v). Les ondes P se propagent à plus grande vitesse que les ondes S, les temps enregistrés de premières arrivées correspondent dans ce cas à des arrivées d'ondes P. Par ailleurs, ces dernières étant sensibles à la présence d'eau, l'utilisation de la technique de sismique réfraction en

ondes P présente l'avantage de pouvoir repérer la présence possible d'une nappe et sa profondeur (Bièvre *et al.*, 2011b). De telles informations peuvent être comparées avec des données de sondes piézométriques si elles sont disponibles, et apporter des informations très utiles sur l'évolution latérale du toit de la nappe et sur la présence possible de zones d'infiltrations préférentielles (Bièvre *et al.*, 2011b). Dans le cas où une nappe est présente à faible profondeur, la diminution du contraste de vitesses sismiques entre des couches saturées plus ou moins compactes rend cependant difficile le pointé de l'arrivée des ondes P. Ce type de situation est particulièrement gênant lors de campagnes d'investigation sismique sur des glissements argileux où l'objectif principal est d'évaluer la géométrie et la nature des corps instables et du substratum (Godio *et al.*, 2006; Jongmans et Garambois, 2007). Une façon de pallier ce problème est d'effectuer une analyse de sismique réfraction à partir d'ondes S, qui ne sont pas sensibles à la présence d'eau dans les sols. Dans ce cas, le cisaillement du terrain est le plus souvent exercé à l'aide d'une planche posée sur le sol. Jongmans *et al.* (2009) ont ainsi montré dans le cas du glissement argileux d'Avignonnet que les masses instables en mouvement étaient caractérisées par des vitesses d'ondes S inférieures à celles mesurées au niveau du substratum stable. La comparaison de ces résultats avec des données de déformations enregistrées sur le site a aussi pu montrer que les vitesses V_S semblent être d'autant plus faibles que les déformations sont intenses. Cette anti-corrélation entre vitesses d'ondes S et déstructuration du massif montre le potentiel de cette technique pour le suivi temporel des glissements de terrain.

La méthode de prospection géophysique par sismique réfraction présente l'avantage d'être simple à réaliser et relativement peu coûteuse. Cette technique est cependant fondée sur une condition physique forte qui nécessite une augmentation des vitesses avec la profondeur (Telford *et al.*, 1990). La présence de couches molles entre deux couches plus rigides peut pourtant parfois être repérée, mais rarement sur des glissements de terrain où les masses instables se caractérisent par des vitesses plus faibles que le substratum stable encaissant (Jongmans et Garambois, 2007). Une autre limite de cette technique réside dans sa profondeur d'investigation, couramment considérée comme étant égale au quart de la longueur totale du profil de mesure. L'utilisation de cette technique nécessite par conséquent la réalisation de profils relativement longs avec des géophones très espacés (généralement au-delà de 2 m), au détriment de la résolution de l'image finale. Enfin, la réalisation de profils longs pose la problématique supplémentaire de l'atténuation des ondes dans les milieux hétérogènes que sont les glissements de terrain. Il est alors parfois nécessaire d'utiliser des sources très énergétiques type explosif pour pallier ce problème.

Le développement des outils informatiques a permis de faire évoluer la technique de la sismique réfraction pour permettre une véritable imagerie des vitesses sismiques du sous-sol avec la technique de la tomographie. Cette dernière nécessite la réalisation de nombreux tirs le long du profil de mesures et le pointé de centaines de signaux sismiques (Bièvre *et al.*, 2011a). Les données ainsi obtenues (temps, distance) sont ensuite inversées afin d'obtenir une image en V_P ou V_S d'une coupe de sol située en dessous du profil de mesure (Reynolds, 1997). Ce processus mathématique est cependant affecté du problème de non-unicité de la solution ce qui nécessite de calibrer les résultats obtenus par d'autres techniques comme des essais géotechniques. Malgré un temps de traitement allongé,

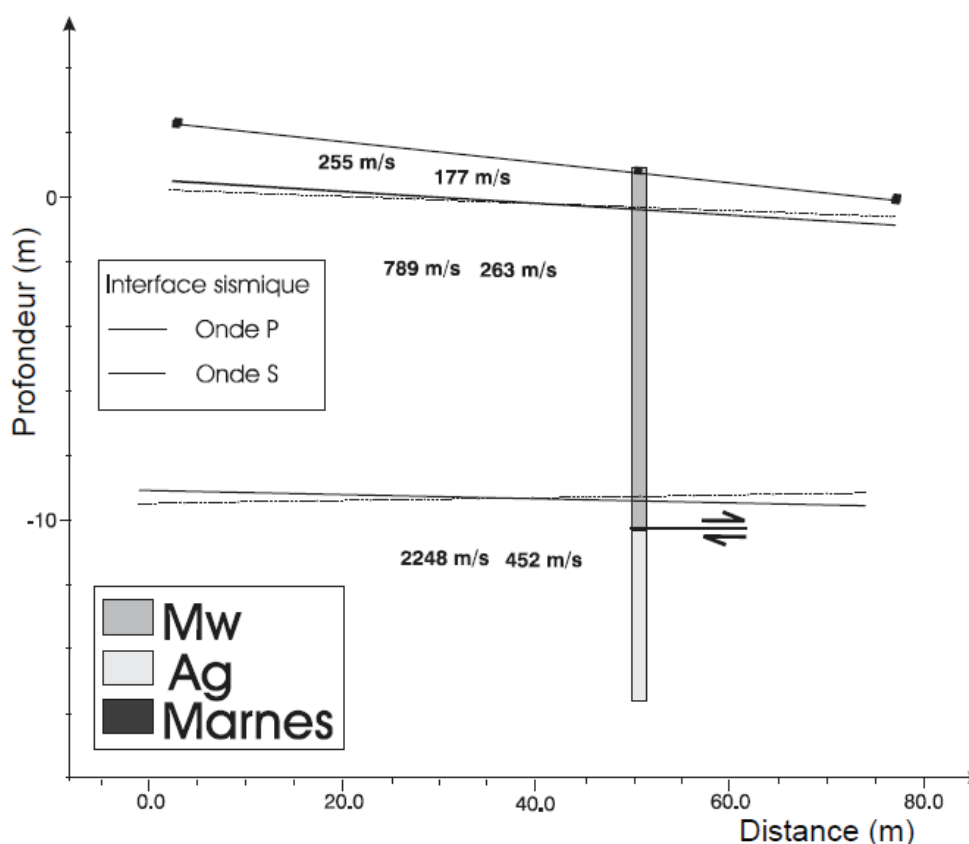


FIGURE 2.8: Profil de sismique réfraction réalisé sur le glissement de Léaz, dans la région d'Annecy. La surface de cisaillement repérée par forage à une profondeur de 10 m environ est également repérée par le profil sismique, avec une interface sismique à une profondeur similaire D'après [Méric *et al.* \(2007\)](#).

cette technique présente l'avantage de proposer une meilleure résolution de la variabilité spatiale des terrains en présence par rapport à une simple analyse sismique réfraction qui fournit seulement la vitesse sismique de couches et leur pente. Elle est aujourd'hui largement utilisée sur les glissements de terrain pour imaginer la géométrie et la compacité des structures géologiques ([Méric, 2006](#); [Jongmans *et al.*, 2009](#); [Grandjean *et al.*, 2007](#)). La figure 2.9 illustre les résultats obtenus à partir de 13 tirs sismiques répartis le long d'un profil de 24 géophones sur le glissement d'Avignonet dans le Trièves ([Bièvre *et al.*, 2011b](#)). La source utilisée était la frappe d'un marteau contre une poutre posée sur le sol, créant des ondes de cisaillement S et des ondes de surface de type Love (figure 2.9a). L'inversion des premières arrivées des ondes S a conduit à la coupe présentée en figure 2.9b. L'erreur RMS (Root Mean Square) obtenue après 8 itérations est de 3.7 %, ce qui montre la bonne correspondance entre les temps calculés par le modèle de sol final

et les temps mesurés. L'analyse de l'image sismique et des données d'essais down-hole (en blanc) montre une augmentation franche des vitesses sismiques à environ 10 m de profondeur qui correspond à une surface de rupture du glissement.

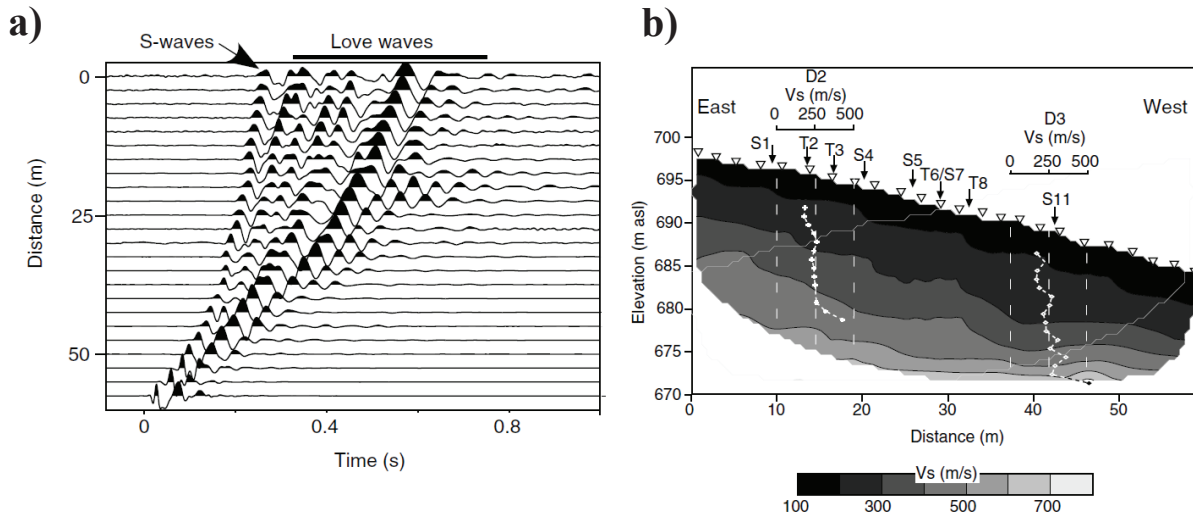


FIGURE 2.9: Mesures de sismique réfraction réalisées sur le glissement d'Avignonet dans le Trièves. a) Sismogramme montrant la présence d'ondes S horizontales (tir à la poutre) et d'ondes de surface de type Love. b) Tomographie en sismique réfraction d'ondes S obtenue à partir de 24 géophones et 13 sources répartis le long du profil. Erreur RMS = 3.7 % pour 8 itérations. Les vitesses d'ondes S mesurées lors d'essais down-hole sont superposées à la coupe. D'après [Bièvre et al. \(2011b\)](#).

Inversion des ondes de surface :

La technique d'inversion des ondes de surface est utilisée aujourd'hui de façon croissante dans la prospection sismique de subsurface ([Jongmans et Garambois, 2007](#)). Comme décrit précédemment, les ondes de surface sont de deux types (Rayleigh et Love) et proviennent de l'interférence entre les ondes de volume (P) et/ou les ondes de cisaillement (S). Elles se propagent parallèlement au sol et leur mouvement de propagation dépend du type d'onde les ayant engendrées. Les ondes de surface ont par ailleurs la particularité d'être très énergétiques pour des sources superficielles, et dispersives (i.e., leur vitesse dépend de la fréquence) dans le cas de milieu sismiquement stratifié. La propagation des ondes de surface étant principalement influencée par la vitesse des ondes S, l'inversion de la courbe de dispersion (vitesse de phase des ondes de surface en fonction de la fréquence) permet de reconstruire un profil 1D de la répartition de V_S en fonction de la profondeur ([Socco et Strobbia, 2004](#)). Cette technique montre par conséquent des limites sur des sites aux fortes hétérogénéités spatiales telles que les glissements de terrain, où il est nécessaire d'adapter le nombre de géophones à prendre en compte pour satisfaire

cette condition 1D. Par ailleurs, comme tout processus d'inversion, cette technique est sujette à la problématique de non-unicité de la solution. Elle doit par conséquent être calibrée avec d'autres techniques géophysiques ou géotechniques. Malgré ces limites liées à la reconstruction 1D du profil de vitesse, l'utilisation des ondes de surface dans la prospection géophysique de glissements de terrain est aujourd'hui de plus en plus répandue (Jongmans et Garambois, 2007; Bièvre *et al.*, 2011b; Mainsant *et al.*, 2012b; Méric *et al.*, 2007). Les signaux acquis lors d'une campagne de sismique active peuvent servir à la fois à effectuer une analyse en sismique réfraction et en ondes de surface (Mainsant *et al.*, 2012b; Socco et Strobbia, 2004). La figure 2.10 montre un exemple d'inversion d'ondes de surface à partir de signaux sismiques acquis lors d'une campagne de sismique active sur le glissement d'Avignonet (Jongmans *et al.*, 2009). Deux tirs ont été inversés dans cette étude, l'un étant situé en dehors du glissement (figures 2.10a, c et e) et l'autre dans le glissement (figure 2.10b, d et f). Les figures 2.10a et b présentent les courbes de dispersion obtenues par analyse $f - k$ (fréquence-nombre d'onde). Les figures 2.10c,d et e,f montrent respectivement les profils de vitesse résultant de l'inversion et les courbes de dispersion correspondantes. L'inversion des courbes de dispersion donne des erreurs faibles, inférieures à 0,5 % pour les modèles les plus fidèles aux données mesurées (échelle de couleur grise sur les figures 2.10c à f). L'analyse des profils de vitesse V_S montre que la vitesse mesurée pour la première couche (profondeur inférieure à 40 m) est de l'ordre de 400 m.s^{-1} en dehors du glissement et de moins de 350 m.s^{-1} à l'intérieur, signe de la déstructuration du matériau en mouvement.

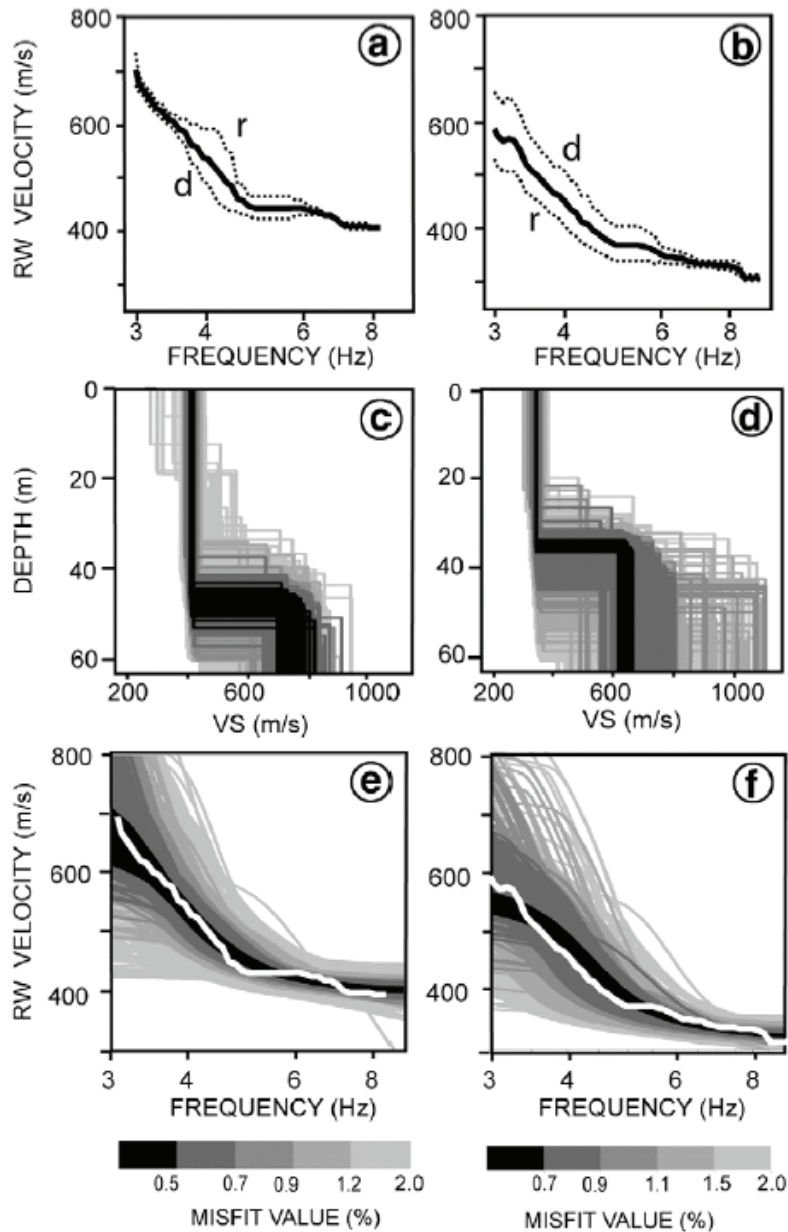


FIGURE 2.10: Inversion des courbes de dispersion d'ondes de surface par sismique active sur le glissement d'Avignonet (Jongmans *et al.*, 2009). a) et b) Courbes de dispersion en mode « direct » (d) et « reverse » (r) de la source pour deux tirs avec offset. La courbe noire correspond à leur moyenne. c) et d) Profils de vitesse V_S après inversion des courbes de dispersion. e) et f). Courbes de dispersion calculées à partir des profils de V_S inversés. Les courbes blanches correspondent aux courbes de dispersion utilisées pour l'inversion. L'erreur de misfit est faible, inférieure à 0,5 % pour les modèles les plus fidèles aux données mesurées.

2.4.3.2 Méthodes de sismique passive

Les techniques de sismique passive (ou bruit de fond sismique) consistent à acquérir le bruit sismique provenant de sources plus ou moins lointaines se diffusant dans un terrain (Larose *et al.*, 2015). Les sources de bruit sismique peuvent être de plusieurs types, naturelles ou anthropiques. Les sources de bruit naturelles les plus souvent considérées sont le bruit de fond océanique (inférieur au Hz) ou le vent, à plus haute fréquence (Larose *et al.*, 2015). Les sources de bruit anthropiques sont souvent liées à la circulation routière ou aux industries. On dénombre principalement deux types de méthodes sismiques de bruit de fond utilisées sur les glissements argileux : la technique H/V et la technique de corrélation de bruit sismique.

H/V :

La technique H/V est une méthode géophysique simple et peu onéreuse nécessitant l'enregistrement du bruit sismique sur un site pendant quelques dizaines de minutes à partir d'un ou plusieurs capteurs 3 composantes (2 composantes horizontales perpendiculaires entre elles et une composante verticale). Le rapport H/V correspond alors au rapport de la moyenne quadratique des deux composantes horizontales avec la composante verticale (Haskell, 1960). Dans le cas d'un milieu 1D composé de strates horizontales avec une couche meuble surmontant une couche plus rigide, Haskell (1960) a montré que le rapport H/V permet d'obtenir la fréquence de résonance f_0 de la couche molle. Haskell (1960) a également montré que cette fréquence de résonance peut être reliée à l'épaisseur H de la couche molle et à sa vitesse d'onde S en considérant la relation suivante :

$$f_0 = \frac{V_S}{4H} \quad (2.14)$$

Cette technique a été initialement utilisée pour évaluer les effets de site dans certaines régions du monde (Bonney-Claudet *et al.*, 2006), mais elle est aujourd'hui largement utilisée dans le contexte de vallées sédimentaires et de glissements pour déterminer l'épaisseur de ces couches meubles (Ibs-von Seht et Wohlenberg, 1999; Jongmans et Garraibo, 2007; Bièvre *et al.*, 2011a).

Intercorrélation :

La technique géophysique d'intercorrélacion du bruit sismique est une méthode récente qui permet la reconstruction de la réponse impulsionnelle (ou fonction de Green) d'un milieu à partir de l'enregistrement de deux capteurs. Initialement proposée par Duvall *et al.* (1993) puis généralisée par Weaver et Lobkis (2001), elle constitue aujourd'hui une technique largement utilisée dans le domaine de la sismologie environnementale (Larose *et al.*, 2015). Ses applications sont nombreuses, de l'étude des propriétés sismiques de la lune (Sens-Schönfelder et Larose, 2008) jusqu'aux vibrations sismiques dans les banquises (Marsan *et al.*, 2012). Considérons deux capteurs sismiques A et B situés à une distance d l'un de l'autre. La dérivée temporelle de l'intercorrélacion $C_{AB}(\tau)$ du bruit

de fond sismique enregistré au même moment par ces deux capteurs est représentée par l'équation suivante :

$$\partial t C_{AB} = \partial t \int \phi_A(t) \phi_B(t + \tau) dt = G^+(A, B, \tau) - G^-(A, B, -\tau) \quad (2.15)$$

où ϕ_A et ϕ_B représentent respectivement le signal enregistré sur chaque capteur, et G^+ et G^- représentent la partie causale (propagation dans un sens) et acausale (propagation dans l'autre sens) de la fonction de Green (Larose *et al.*, 2015). La figure 2.11 illustre un exemple conceptuel de l'intercorrrelation de bruit de fond, où les sources de bruit (étoiles rouges) réparties de façon homogène dans le milieu sont enregistrées par les capteurs A et B (croix bleues). L'intercorrrelation $C_{AB}(\tau)$ des signaux enregistrés par ces deux capteurs permet d'obtenir la réponse impulsionnelle du milieu (figure 2.11 partie droite), ou fonction de Green $G_{AB}(t)$, i.e. la forme de l'onde se propageant directement de A à B, mais aussi le signal sismique d'ondes s'étant dispersées dans le milieu puis perçues en B (la coda). Bien que la répartition non homogène des sources autour des capteurs constitue une limite à la technique d'intercorrrelation, la fonction de Green peut tout de même être reconstruite grâce à la diffusion du milieu, où les diffuseurs jouent le rôle de sources.

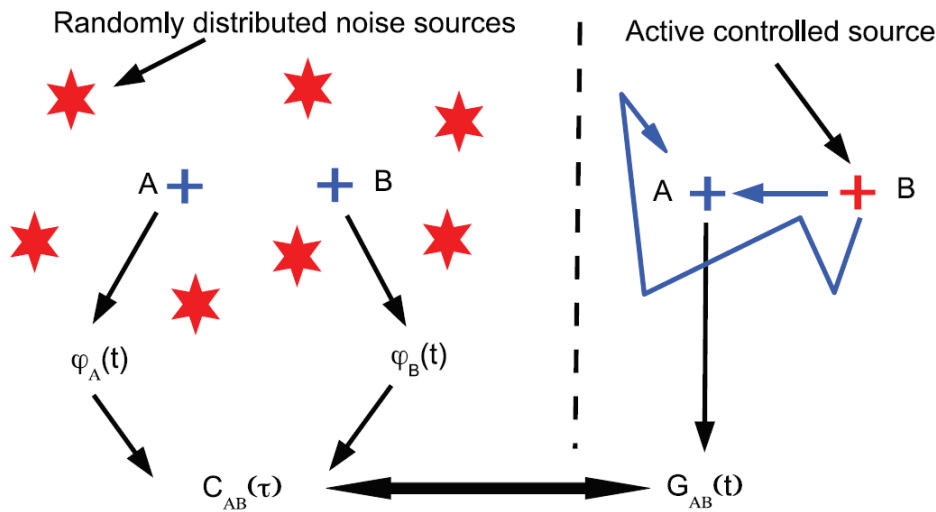


FIGURE 2.11: Représentation conceptuelle de l'intercorrrelation $C_{AB}(\tau)$ (à gauche) de signaux sismiques entre deux capteurs sismiques A et B (croix bleues) à partir de sources (étoiles rouges) réparties de façon homogène dans le milieu. L'intercorrrelation permet d'obtenir la réponse impulsionnelle du milieu, i.e. de retrouver la forme de l'onde directe se propageant de B à A ou A à B mais également le signal sismique d'ondes s'étant dispersées dans le milieu (la coda). D'après Larose *et al.* (2015).

En partant du principe que le signal sismique est enregistré de façon continue dans le milieu (ou de façon régulière d'un jour à l'autre), il est possible de comparer les corrélogrammes de deux capteurs A et B au cours du temps. A condition que les sources sismiques soient stationnaires dans le temps, les variations temporelles des corrélogrammes correspondent ainsi à des changements intrinsèques du milieu. D'un point de vue sismique, ces changements influent sur la vitesse des ondes sismiques. [Sens-Schönfelder et Larose \(2008\)](#) ont ainsi utilisé la méthode dite des doublets, définie par [Poupinet *et al.* \(1984\)](#) pour calculer des variations temporelles relatives de vitesses sismiques dV/V au sein d'un volcan. Cette méthode, fondée sur l'utilisation de séismes « doublets », présente cependant des limitations fortes : elle n'est applicable que dans les régions sismiquement actives, et pour lesquelles deux séismes peuvent se produire au même endroit ([Hadziioannou, 2011](#)). Les variations relatives de vitesse sismiques dV/V peuvent également être calculées par la méthode dite du stretching ([Lobkis et Weaver, 2003](#); [Sens-Schönfelder et Wegler, 2006](#); [Hadziioannou *et al.*, 2011](#)), qui est explicitée en figure 2.12. Cette technique consiste à évaluer le coefficient d'étirement temporel ϵ nécessaire à appliquer sur un corrélogramme journalier $C_{AB \text{ jour}}$ pour que celui-ci corresponde le mieux possible (corrélation maximale) au corrélogramme de référence $C_{AB \text{ ref}}$ (égal à la moyenne des corrélogrammes utilisés). Le coefficient de corrélation calculé pour chaque valeur d'étirement temporel est décrit par l'équation :

$$CC(\epsilon) = \frac{\int C_{AB \text{ jour}}(t(1 + \epsilon)) C_{AB \text{ ref}}(t) dt}{(C_{AB \text{ jour}}(t(1 + \epsilon))^2 C_{AB \text{ ref}} t^2 dt)^{1/2}} \quad (2.16)$$

La valeur du rapport dV/V correspond alors à la valeur du coefficient d'étirement ϵ pour lequel la corrélation obtenue entre le signal étiré et le signal de référence est maximale ([Lobkis et Weaver, 2003](#)).

La technique d'intercorrélacion a initialement été utilisée dans le domaine des volcans pour évaluer l'évolution du rapport dV/V avant ou au cours d'éruptions volcaniques ([Brenguier *et al.*, 2008](#); [Sens-Schönfelder et Larose, 2008](#)). Cette technique est également utilisée de façon croissante dans le domaine des glissements de terrain, avec la méthode du stretching pour obtenir le paramètre dV/V ([Mainsant *et al.*, 2012b, 2015](#); [Larose *et al.*, 2015](#)). Dans ce cas, les capteurs sismiques sont placés de part et d'autre de la masse instable ([Larose *et al.*, 2015](#)). Des résultats récents obtenus sur le glissement du Pont-Bourquin ont ainsi montré une baisse significative du paramètre dV/V plusieurs jours avant le déclenchement d'une coulée de plusieurs milliers de m^3 ([Jaboyedoff *et al.*, 2009b](#); [Mainsant *et al.*, 2012b](#)). Dans cette étude, le paramètre dV/V a été obtenu à partir de la technique d'intercorrélacion de signaux sismiques enregistrés avec deux capteurs 1 composante (verticale) placés de part et d'autre du glissement. Les variations relatives de vitesses sismiques calculées correspondent alors à des variations de vitesses de phase d'ondes de surface de type Rayleigh. La figure 2.13 illustre ces résultats, où l'on voit le paramètre dV/V (points bleus, figure 2.13a) subir peu de variations d'avril à juillet 2010, puis chuter d'environ 7 % en août plusieurs jours avant le déclenchement d'une coulée. Le coefficient de corrélation CC du paramètre dV/V (points bleus figure

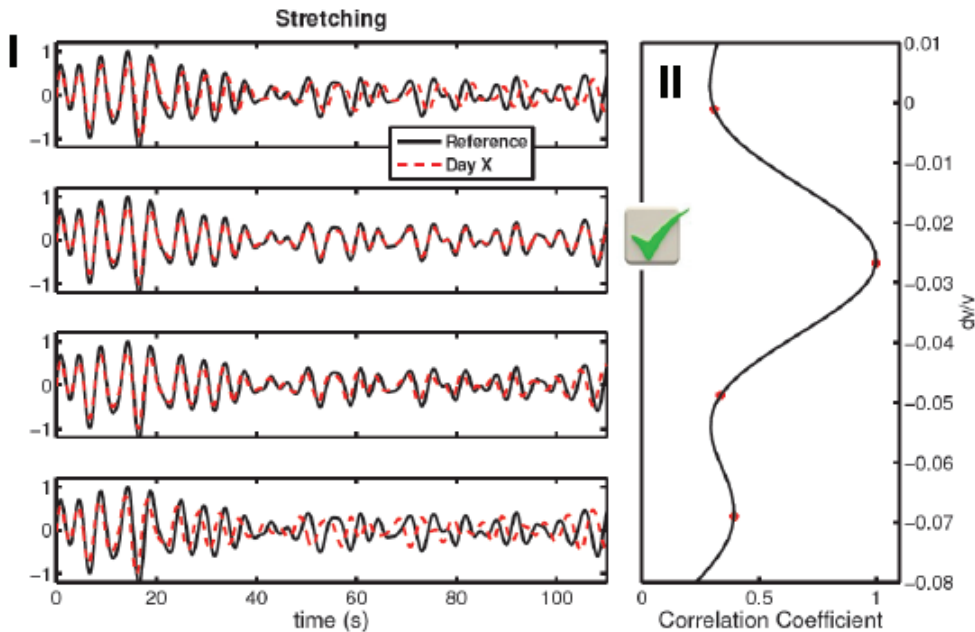


FIGURE 2.12: Méthode de stretching pour différentes valeurs de coefficient d'étirement (I). La valeur du rapport dV/V correspond à la valeur du coefficient ϵ pour lequel la corrélation entre le corrélogramme journalier étiré et le corrélogramme de référence est maximale (II, $dV/V=0,027$). D'après Hadziioannou (2011).

2.13b) montre également une chute de 80 à 50 % à cette période. L'évolution de ces deux paramètres montre les changements mécaniques subis par le matériau argileux. Des simulations effectuées par Mainsant *et al.* (2012b) ont permis de relier cette chute du rapport dV/V à une chute de vitesse V_S d'une couche de quelques mètres d'épaisseur à la base du glissement (10 m de profondeur). En effet, le paramètre dV/V correspond à des variations relatives des vitesses d'ondes de surface, qui sont principalement constituées d'ondes de cisaillement S. La chute du rapport dV/V observée par Mainsant *et al.* (2012b) et interprétée comme une diminution de V_S à la base du glissement correspondrait donc à une fluidification progressive du matériau argileux. Des résultats similaires ont été obtenus lors d'essais en laboratoire sur des plans inclinés en utilisant de l'argile provenant du glissement d'Harmalière (Mainsant *et al.*, 2015). Dans cette étude, dont les résultats principaux sont montrés en figures 2.13d à f, les signaux sismiques ont été émis à l'aide d'une source piézométrique puis enregistrés par des capteurs placés le long de la masse argileuse. L'intercorrélation des signaux sismiques mesurés a ainsi montré une chute de plusieurs pourcents du paramètre dV/V (figure 2.13d) au moment de l'amorce des déplacements (figure 2.13e et f). Cette chute du rapport dV/V correspond donc à la fluidification progressive du matériau argileux. La forte similarité des résultats obtenus à l'échelle du terrain et au laboratoire montre le potentiel important de la technique d'intercorrélation comme méthode de monitoring des glissements argileux, voire de système

d'alerte lors de fluidification du matériau.

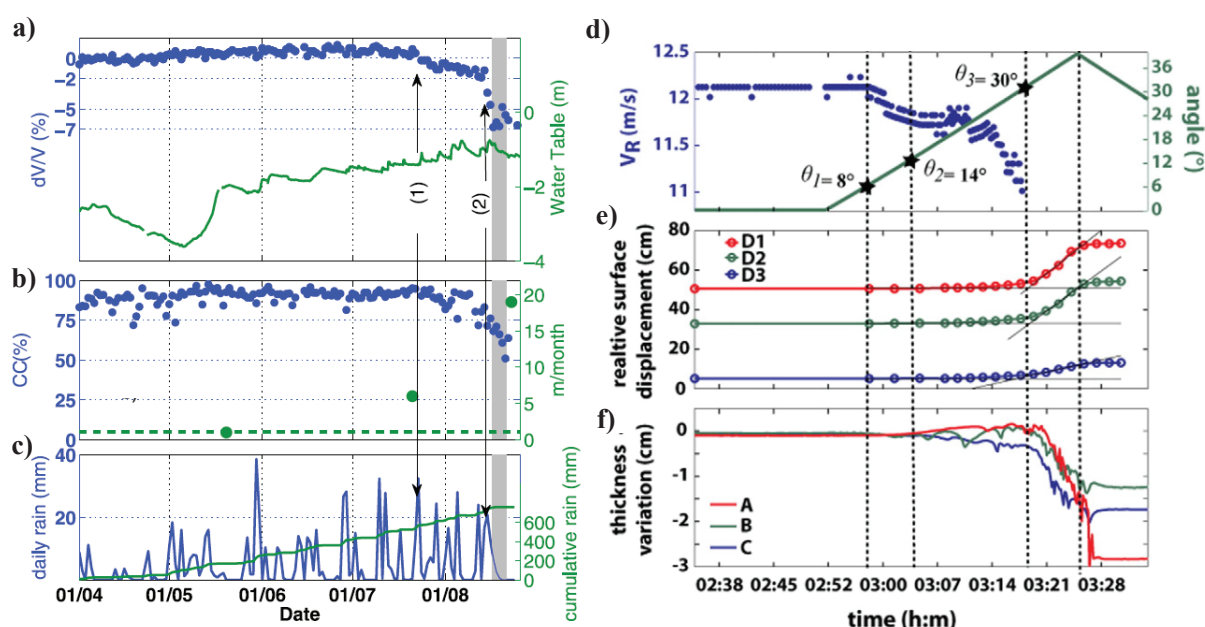


FIGURE 2.13: a) et b) Monitoring sismique (dV/V et coefficient de corrélation CC) du glissement du Pont-Bourquin (Suisse) en 2010. Chutes des paramètres dV/V (a) et CC (b) mises en évidence plusieurs jours avant le déclenchement d'une coulée en août. c) Pluviométrie journalière et cumulée sur la période de temps considérée. Les chutes de dV/V et CC correspondent à une forte période de pluviométrie. D'après [Mainsant et al. \(2012b\)](#). d) e) et f) Mesures de laboratoire en plan incliné avec de l'argile du glissement d'Harmalière. Monitoring des vitesses d'ondes de surface de type Rayleigh V_R (a) lors de l'inclinaison progressive du plan et l'amorce des déplacements (e et f). La chute de V_R correspond à la fluidification du matériau. D'après [Mainsant et al. \(2015\)](#).

2.4.3.3 Méthodes électriques

La méthode électrique dite de résistivité ([Telford et al., 1990](#)) consiste à étudier les propriétés électriques du sol via l'injection d'un courant dans le terrain et la mesure du potentiel résultant. Son faible coût et sa rapidité d'exécution en font l'une des techniques de prospection de subsurface les plus utilisées, avec la sismique réfraction ([Reynolds, 1997](#)). La répartition du courant dans un sol dépend principalement des paramètres suivants :

- sa nature géologique
- son degré de fracturation
- sa teneur en fluide (généralement de l'eau)

- la résistivité du fluide poral (ou la nature des électrolytes en présence)
- la contribution électrique liée à la proportion de minéraux argileux

La sensibilité de la résistivité à ces paramètres très utilisés pour la caractérisation géotechnique et hydrologique des terrains explique ainsi le succès de cette méthode géophysique.

D'un point de vue pratique, la mesure de la résistivité d'une portion de sol est effectuée à l'aide de 4 électrodes. La figure 2.14a illustre un cas théorique de mesure où les 4 électrodes sont nommées A, B, M et N. L'injection du courant est effectuée à l'aide des deux électrodes A et B. La mesure du potentiel résultant est effectuée à partir des électrodes M et N. La résistivité ρ (en $\Omega.m$) se calcule à partir de l'équation suivante :

$$\rho = K \frac{\Delta V_{MN}}{I_{AB}} \quad (2.17)$$

avec :

$$K = \frac{2\pi}{\frac{1}{AM} - \frac{1}{AN} - \frac{1}{BM} + \frac{1}{BN}} \quad (2.18)$$

où K représente le facteur géométrique, qui dépend de la configuration géométrique du quadripôle d'électrodes utilisé. En électrique, la géométrie d'électrodes utilisée pour la mesure est importante car le trajet des lignes de courant est influencé par cette configuration (Marescot *et al.*, 2006; Beck *et al.*, 2011). Les mesures résultantes ne sont par conséquent pas sensibles aux mêmes types de structures dans le sous-sol. On recense plusieurs types « généraux » de configurations géométriques habituellement utilisées en méthode électrique. Les figures 2.14b à d en illustrent les trois principales : Wenner, Wenner-Schlumberger et Dipôle-Dipôle, avec l'évolution de la sensibilité des mesures en fonction de la profondeur.

Les sondages électriques constituent la technique de prospection électrique la plus simple. Ils consistent à effectuer des mesures au droit d'un point fixe du sol en écartant de façon régulière les électrodes de celui-ci. Au fur et à mesure que l'écartement grandit, le volume de sol investigué (et donc la profondeur) augmente. L'influence des couches lithologiques sur les mesures électriques est cependant d'autant plus faible que celles-ci sont profondes, la résistivité mesurée moyennant l'ensemble des couches su-jacentes. L'inversion 1D de ces données (Telford *et al.*, 1990) permet ainsi de récupérer la résistivité d'une colonne de sol en analysant les variations verticales de résistivité apparente mesurées. Cette technique est par conséquent limitée par la présence d'hétérogénéités latérales qui ne sont pas prises en compte lors de l'inversion. Les sondages électriques ont beaucoup été utilisés avant les années 2000 et continuent à l'être aujourd'hui du fait de leur grande simplicité. Les figures 2.15a et b montrent les résultats de deux sondages électriques effectués par Caris *et van Asch* (1991) sur le glissement de Super-Sauze (vallée

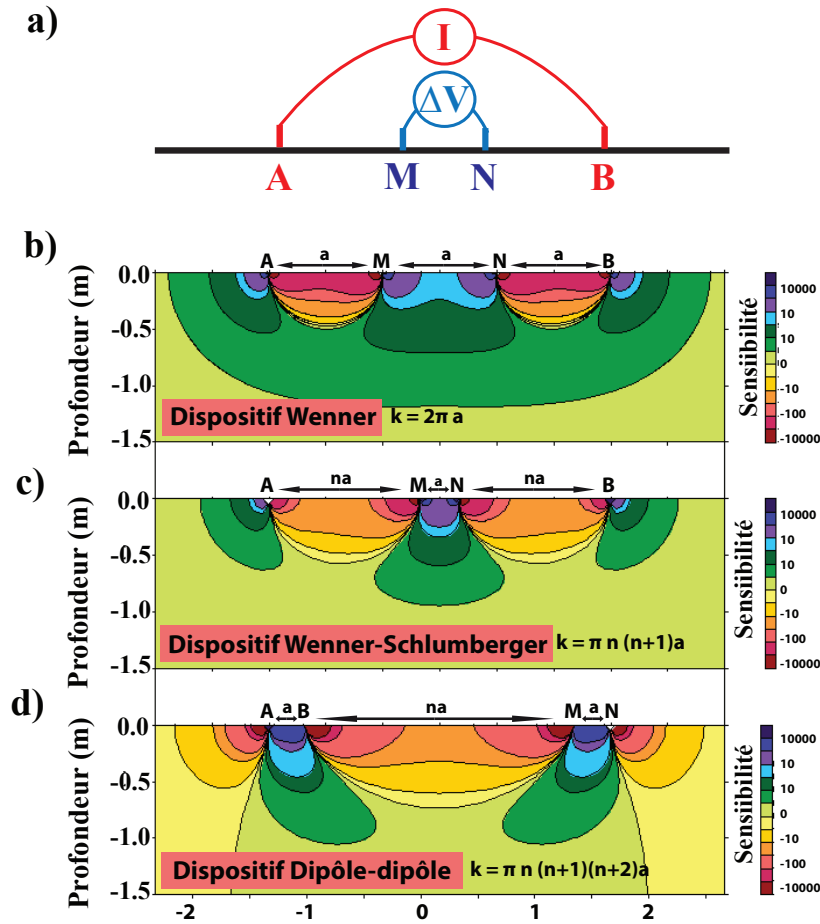


FIGURE 2.14: a) Principe de mesure par méthode électrique. b) Dispositif de type Wenner et sensibilité. c) Dispositif de type Wenner-Schlumberger et sensibilité. d) Dispositif de type Dipôle-Dipôle et sensibilité. Modifié d'après Roy et Apparao (1971).

de l'Ubaye en France). La forte augmentation de résistivité (de 20-40 $\Omega.m$ à près de 75 $\Omega.m$) aux alentours de 6-7 m de profondeur est interprétée comme étant la profondeur du substratum stable. La concordance des deux sondages électriques semblerait par ailleurs montrer la faible variabilité latérale de cette surface de rupture en profondeur.

Avec le développement des appareils de mesure et des méthodes de calcul, la méthode de prospection électrique a évolué pour permettre une véritable imagerie de résistivité 2D et 3D du sous-sol par tomographie ERT (Electrical Resistivity Tomography, Jongmans et Garambois (2007)). Avec cette nouvelle méthode, il est nécessaire de placer un nombre important d'électrodes le long d'un profil (de quelques dizaines à plusieurs centaines), afin de pouvoir effectuer la mesure de résistivité sur plusieurs milliers de configurations de quadripôles possibles. L'image du sous-sol en résistivité est ensuite obtenue par processus d'inversion. La technique de tomographie électrique 2D et 3D est aujourd'hui utilisée de façon importante sur les glissements de terrain argileux (Bièvre *et al.*, 2011a; Jongmans

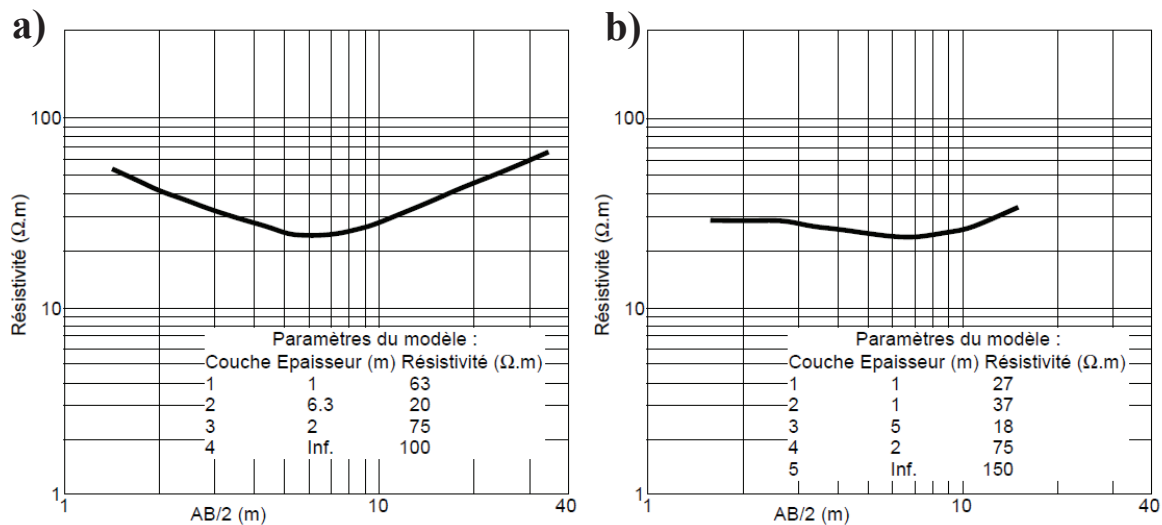


FIGURE 2.15: Sondages électriques effectués par Caris et van Asch (1991) sur le glissement du Super-Sauze (vallée de l'Ubayge, France). a) le long de l'axe du glissement. b) perpendiculaire à l'axe de glissement. Les erreurs RMS des modèles présentés pour chaque sondage étaient respectivement de 4.5 % et 2.6 %, illustrant la bonne correspondance entre les modèles et les données mesurées.

et al., 2009; Giao *et al.*, 2003; Chambers *et al.*, 2009, 2011). Dans une revue récente, Perone *et al.* (2014) soulignent ainsi l'utilité de l'ERT pour imager les glissements de terrain et évaluer la géométrie en profondeur de ces corps instables. Cette technique présente cependant des inconvénients propres à chaque technique géophysique : dans le cas d'un contraste de résistivité faible entre le matériau instable et le substratum, l'imagerie du glissement devient difficile. De même, le processus mathématique d'inversion est soumis à la non-unicité de la solution nécessitant la calibration de cette technique avec d'autres méthodes.

La prospection électrique est utilisée comme méthode de monitoring en place sur plusieurs glissements de terrain argileux (Lebourg *et al.*, 2010; Merrit *et al.*, 2014; Chambers *et al.*, 2014; Supper *et al.*, 2014) où il est alors possible d'évaluer les changements de résistivité au cours du temps. Ce type de monitoring nécessite de suivre également les variations de la température dans le sol pendant ces périodes afin de corriger les résistivités apparentes mesurées qui y sont sensibles. De cette façon, les résistivités corrigées sont alors liées à des changements intrinsèques du matériau, typiquement des changements de teneur en eau ou de contenu électrolytique (lessivage). La figure 2.16 présente les résultats obtenus par Lebourg *et al.* (2010) sur le glissement de Vence, dans le Sud-Ouest de la France. Le profil de tomographie électrique (RMS = 2.3 %, figure 2.16a) a été réalisé perpendiculairement au glissement et met en évidence une couche de faible résistivité ($< 40 \Omega.m$) surmontant une couche plus résistive ($> 70-100 \Omega.m$). Enfin, une zone de faible résistivité ($< 20 \Omega.m$) est rencontrée au-delà de 80 m de profondeur. De la

surface jusqu'en profondeur, ces différentes structures sont interprétées respectivement comme le matériau sablo-argileux constituant le glissement, le substratum calcaire non saturé, puis saturé. Ce profil de tomographie apporte une information supplémentaire, avec la présence de deux structures verticales de plus faible résistivité qui sont interprétées comme des zones de drainage. En installant ce type de dispositif de façon pérenne et en réalisant régulièrement des acquisitions, il est possible de suivre l'évolution de la résistivité au sein du glissement au cours du temps. De telles mesures sont présentées sur la figure 2.16b, pour lesquelles les acquisitions ont été effectuées de juillet à novembre 2006 tous les jours à la même heure. Les résistivités apparentes mesurées (i.e., avant inversion) sont moyennées et affichées avec la pluviométrie journalière. Il apparaît que les chutes de résistivité correspondent à des épisodes significatifs de pluie, pouvant indiquer une infiltration d'eau en profondeur. Le monitoring électrique de glissements de terrain avec l'installation pérenne d'électrodes pose cependant des problématiques lors de l'inversion du fait du déplacement des électrodes au cours du temps. Si leur position n'est pas suivie de façon précise, des artefacts de résistivité peuvent alors être créés lors de l'inversion et fausser ainsi l'interprétation. De nouveaux algorithmes d'inversion 2D et 3D prenant en compte le mouvement des électrodes sont néanmoins décrits dans de récentes études (Wilkinson *et al.*, 2010, 2015a). Ces algorithmes semblent pouvoir diminuer les artefacts d'inversion liés au déplacement des électrodes avec le matériau instable, au prix d'hypothèses fortes sur la nature invariante de la résistivité du sous-sol.

Les techniques de sondage et tomographie électrique ne sont pas les seules méthodes de prospection électrique de subsurface appliquées aux glissements de terrain, bien qu'elles soient majoritaires dans ce domaine. On recense ainsi également la technique passive de la polarisation spontanée PS qui consiste à mesurer les potentiels électriques existant de façon naturelle dans le sol. Ces potentiels résultent de réactions électrochimiques entre des minéraux, de réactions électrocinétiques ou encore de gradients de température au sein du globe terrestre (Kilty, 1984). Cette technique a initialement été utilisée pour la détection de filons d'or (Reynolds, 1997). Elle sert aujourd'hui également à caractériser l'hydrologie de sites, dont les glissements de terrain, où les écoulements sont connus pour jouer un rôle important dans la cinématique du matériau instable (Lapenna *et al.*, 2003).

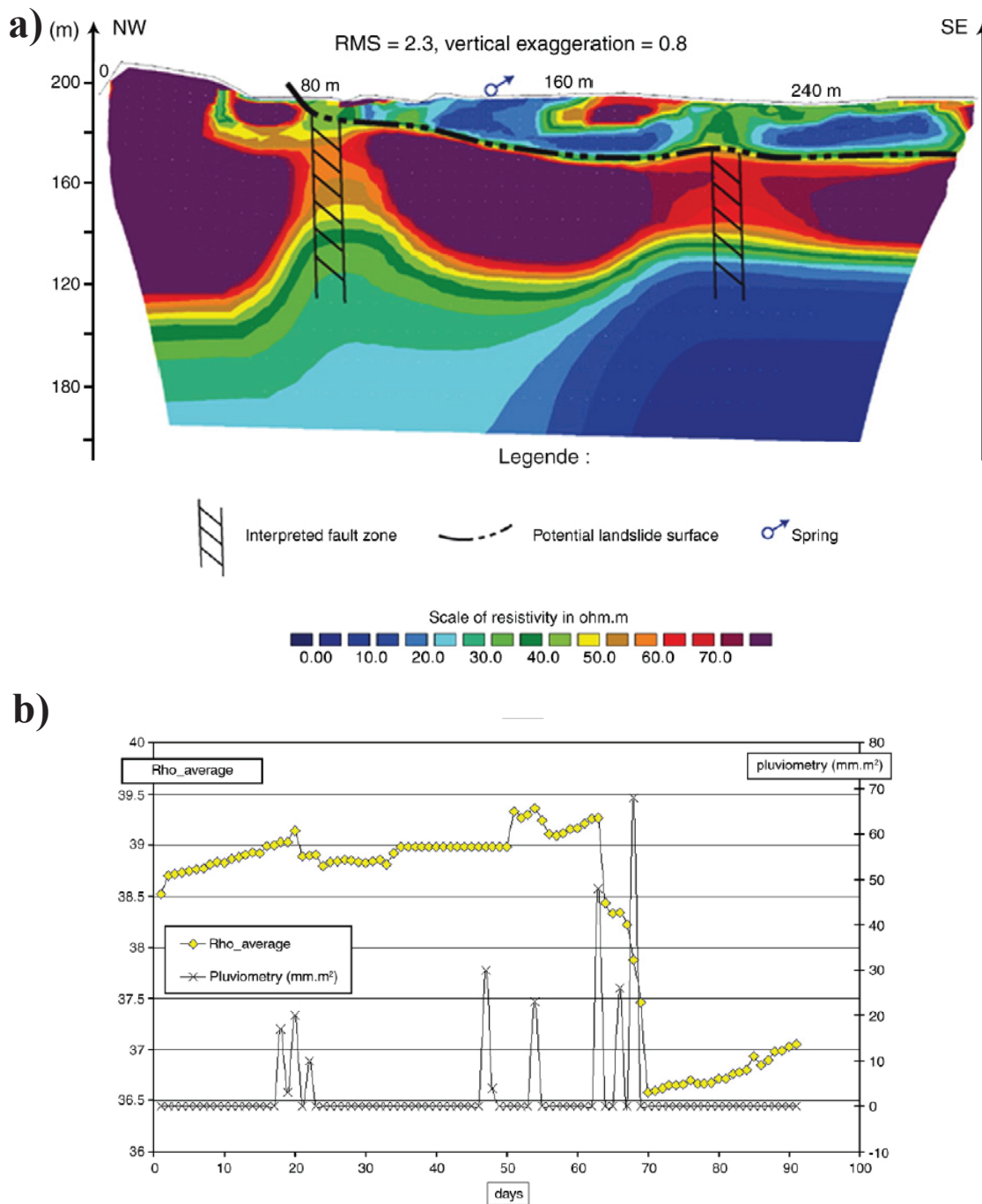


FIGURE 2.16: a) Tomographie électrique du glissement de Vence (Sud-Ouest de la France). Interprétations structurales et géologiques. b) Evolution de la résistivité apparente moyenne mesurée sur 574 quadripôles de juillet à novembre 2006, et de la pluviométrie journalière. D'après [Lebourg et al. \(2010\)](#).

2.4.4 La transition solide-fluide vue par la géophysique

Les matériaux argileux montrent un comportement de fluide à seuil thixotrope avec bifurcation de viscosité au niveau du seuil (figure 1.18). Plusieurs études récentes indiquent que certains paramètres géophysiques comme la vitesse des ondes S et la résistivité semblent être sensibles à cette fluidification, ou du moins aux impulsions environnementales (pluviométrie, déformation) qui la contrôlent (Chambers *et al.*, 2011; Lebourg *et al.*, 2010; Jongmans et Garambois, 2007). Nous avons montré précédemment les résultats obtenus par Mainsant *et al.* (2012b) avec la chute observée du paramètre dV/V plusieurs jours avant la fluidification du matériau argileux sur le glissement du Pont-Bourquin (figure 2.13). D'autres études font état de la sensibilité des paramètres sismiques à la transition solide-fluide. Renalier *et al.* (2010) ont ainsi montré à partir de mesures de laboratoire réalisées sur de l'argile du glissement d'Avignonet que la vitesse des ondes S permet de caractériser l'endommagement du matériau argileux. Plus précisément, il apparaît que V_S décroît avec le taux de déplacement du matériau investigué (figure 2.17a) et avec la teneur en eau (figure 2.17b). Bien que ces observations ne montrent pas la sensibilité du paramètre V_S à la fluidification même du matériau argileux instable, ces mesures illustrent l'utilité d'un tel monitoring pour évaluer la dégradation progressive d'un matériau dans un glissement. Enfin, les essais rhéométriques d'oscillation avec mesure du module de cisaillement G permettent également d'avoir un aperçu de l'évolution de la vitesse des ondes S à la transition solide-fluide, ces deux paramètres étant liés par la densité du matériau via la formule $V_S = (G/\rho)^{1/2}$. Des essais mixtes d'oscillation-fluage réalisés par Mainsant *et al.* (2012a) sur l'argile du Trièves pour deux teneurs en eau ($w = 0,69$ figure 2.17c et $w = 0,58$ figure 2.17d) ont ainsi mis en évidence que V_S chute au niveau de la contrainte seuil τ_c . Sur la figure 2.17c, $\tau_c = 85$ Pa et V_S chute de 4 m.s^{-1} à environ 0 m.s^{-1} . Sur la figure 2.17d, $\tau_c = 500$ Pa et V_S chute de 7 m.s^{-1} à environ 0 m.s^{-1} .

Enfin, les mesures de résistivité ont également été utilisées sur les glissements argileux afin de repérer d'éventuelles zones conductrices synonymes de forte teneur en eau et/ou de forte argilosité (Lebourg *et al.*, 2010; Chambers *et al.*, 2011; Bièvre *et al.*, 2011a). C'est par exemple le cas du glissement d'Hollin-Hill (UK) qui est équipé d'un système de monitoring électrique (Merrit *et al.* (2014), figures 2.17d et e). Sur ce glissement, le matériau instable se distingue clairement du substratum stable du fait d'un contraste de résistivité important ($\rho < 20 \Omega.m$ dans le glissement, $\rho > 50 \Omega.m$ en dehors). Avec la réalisation d'acquisition régulières, ce type de dispositif permet alors d'évaluer d'éventuelles variations de résistivité au sein du glissement au cours du temps. De telles variations de résistivité sont alors susceptibles de provenir de chemins préférentielles d'infiltration d'eau dans le glissement et/ou du changement du contenu électrolytique de l'eau.

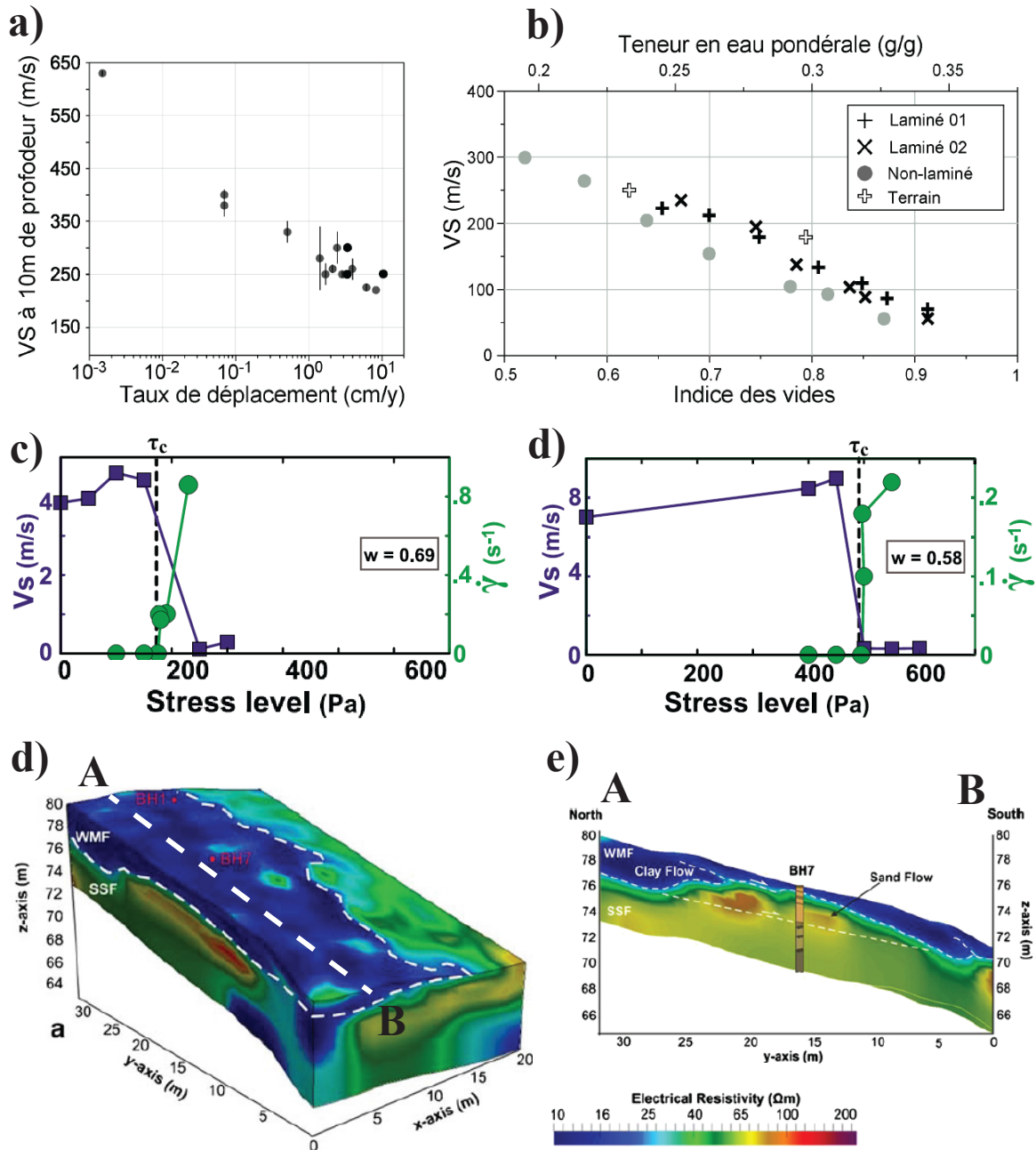


FIGURE 2.17: a et b) Evolution de la vitesse des ondes S en fonction du taux de déplacements (a) et de la teneur en eau gravimétrique (b), paramètres mesurés sur le glissement d'Avignonet (France). Modifié d'après Renalier *et al.* (2010). e et f) Evolution de la vitesse des ondes S en fonction de la contrainte de cisaillement exercée sur des échantillons d'argile. Chute de V_S au niveau du seuil. Paramètres mesurés lors d'essais d'oscillations. D'après Mainsant *et al.* (2012a). g et h) Monitoring électrique du glissement de Hollin-Hill (UK) et comparaison avec des données géotechniques (forage). Le matériau argileux instable se distingue du substratum stable du fait d'un contraste de résistivité (résistivité de l'argile $< 20 \Omega.m$). Modifié d'après Merrit *et al.* (2014).

Concernant l'éventuelle sensibilité de la résistivité électrique à la fluidification de l'argile, la loi de Waxman-Smits (équation 4.2, Waxman et Smits (1968)) indique que les variations de ce paramètre peuvent être contrôlés par des variations de résistivité du fluide poral, de saturation et de porosité ϕ , ainsi que par les modifications éventuelles des exposants m et n . En particulier, le coefficient m est sensible à la tortuosité des pores qui est susceptible de varier au moment de la fluidification du matériau. Les études de Mobuchon *et al.* (2009) et Pujari *et al.* (2011) ont effectivement mis en évidence une réorientation des particules argileuses dans le sens de l'écoulement lorsque celles-ci sont soumises à une contrainte supérieure à leur contrainte critique. Ces réarrangements structuraux pourraient entraîner une variation de la résistivité du matériau au moment du changement d'état solide-fluide. Par ailleurs, plusieurs études postulent que la fluidification du matériau argileux s'opère le plus souvent pour des teneurs en eau proches de la limite de liquidité (Hunggr *et al.*, 2001, 2014). L'augmentation de la résistivité pour des teneurs en eau supérieures à la limite de liquidité mise en évidence par Fukue *et al.* (1999) (figure 2.7) suggère que la résistivité pourrait être sensible à la fluidification du matériau argileux. Pour infirmer ou confirmer cette hypothèse, des essais rhéométriques avec mesure combinée de résistivité et de module de cisaillement (lié à V_S) ont été effectués et sont présentés dans la partie II (chapitre 4) du manuscrit.

Le suivi de paramètres géophysiques tels que la vitesse des ondes S ou la résistivité électrique constitue un outil complémentaire pour caractériser la rigidité et le lessivage de ces argiles. V_S montre ainsi sur le terrain et au laboratoire une chute concomitante avec la fluidification du matériau. Bien que les lois empiriques d'évolution de la résistivité laissent à penser que la résistivité pourrait être sensible à la fluidification du matériau argileux, de telles mesures n'ont pas encore été effectuées. Quels qu'en soient les résultats, mesurer la résistivité lors du changement d'état de l'argile pourrait en tout cas apporter des informations supplémentaires sur les processus en jeu lors de la fluidification.

2.5 Conclusions

Dans le but d'étudier la transition solide-fluide qui caractérise certains glissements argileux, le glissement-coulée du Pont-Bourquin a été équipé d'instruments de mesure environnementale pour connaître la cinématique du glissement et la météorologie du site. Ce glissement, dont les caractéristiques géologiques et morphologiques sont décrites dans le chapitre 3 et en annexe D, a également été instrumenté à l'aide de techniques de prospection géophysique sismique et électrique. Les enregistrements sismiques ont été traités par la technique d'intercorrélation du bruit sismique puis stretching des corrélogrammes pour évaluer l'évolution du paramètre dV/V le long du glissement. Les résistivités apparentes mesurées en différents endroits du glissement ont eu pour objectif de renseigner sur l'état hydrologique du glissement et potentiellement d'évaluer la sensibilité de ce paramètre électrique à la fluidification. La mise en place, la calibration, et l'exploitation des différentes techniques utilisées sur le glissement seront explicitées dans la troisième partie de ce manuscrit.

Conclusions de la première partie

L'étude de la transition solide-fluide qui caractérise les glissements-coulées peut être effectuée à différentes échelles spatiales. A l'échelle du laboratoire, des essais rhéométriques permettent de provoquer la fluidification du matériau argileux et de suivre l'évolution de sa rigidité lors du changement d'état. L'étude des propriétés rhéologiques d'échantillons de sols argileux et l'évaluation de la sensibilité de paramètres géophysiques à la transition solide-fluide est décrite dans la partie II de ce manuscrit. A l'échelle du glissement de terrain, des dispositifs de monitoring environnementaux, géodésiques et géophysiques sont installés afin de caractériser l'hydrologie et la cinématique de la masse glissée. L'utilisation de tels dispositifs sur le glissement-coulée du Pont-Bourquin est décrite en Partie III.

Deuxième partie

Caractérisation rhéologique et géophysique d'argiles à l'échelle du laboratoire

Dans cette partie, les propriétés rhéométriques et géophysiques de six échantillons de sol provenant de glissements-coulées sont étudiées en laboratoire (essais rhéométriques) lors de la fluidification. L'objectif est de caractériser l'éventuel comportement de fluide à seuil de ces matériaux et d'évaluer la sensibilité de deux paramètres géophysiques (la vitesse des ondes de cisaillement V_S et la résistivité électrique ρ) à la fluidification.

Chapitre 3

Propriétés rhéométriques de sols argileux provenant de glissements-coulées

Titre original : Rheometric properties of clayey soils originating from flow-like landslides

S.R. Carrière¹, D. Jongmans¹, G. Chambon², G. Bièvre¹, B. Lanson¹, L. Bertello³, M. Berti³, J.E. Chambers⁴, M. Jaboyedoff⁵, J-P. Malet⁶

¹ Université Grenoble Alpes, CNRS, ISTerre, F-38000 Grenoble

² Université Grenoble Alpes, IRSTEA, UR ETGR Grenoble, France

³ Università' di Bologna, Dipartimento di Scienze Biologiche, Geologiche e Ambientali, 40127, Bologna, Italy.

⁴ British Geological Survey, Keyworth, U.K

⁵ Université de Lausanne, Géopolis, Switzerland

⁶ Institut de Physique du Globe de Strasbourg, CNRS UMR 7516 / Université de Strasbourg, F-67084 Strasbourg Cedex, France

Submitted to Journal of Geophysical Research in June 2016

3.1 Introduction et résumé en français

Introduction

Ce chapitre, soumis en 2016 dans la revue "Journal of Geophysical Research" sous le titre "Rheometric properties of clayey soils originating from flow-like landslides", s'intéresse à la caractérisation rhéologique d'échantillons de sols argileux. Il s'insère dans la deuxième partie de ce manuscrit dédiée à l'étude en laboratoire des processus transitoires impliqués dans la fluidification du matériau argileux. Six échantillons de sols argileux ont été utilisés dans cette étude, chacun prélevé sur des mouvements de terrain de type glissement-coulée. Dans un premier temps, la géomorphologie des sites de prélèvements est étudiée. Les caractéristiques géotechniques et minéralogiques des échantillons de sol sont ensuite obtenues par divers essais de laboratoire (Diffraction aux rayons X, granulométrie, Limites d'Atterberg, etc.). Dans un second temps, des essais rhéométriques mixtes d'oscillation-fluage permettent d'étudier la fluidification de ces matériaux en fonction de la contrainte cisailante appliquée, et de suivre l'évolution du module de cisaillement élastique pendant le changement d'état. Les résultats obtenus permettent d'avancer des hypothèses concernant l'influence de certains paramètres géotechniques sur la fluidification des argiles.

Résumé

Les glissements-coulées argileux posent des problématiques importantes en termes de protection des populations et des infrastructures, et ont fait l'objet de nombreux études ces 10 dernières années. Cependant, malgré le besoin grandissant de méthodes de mitigation du fait de l'urbanisation des territoires, les mécanismes transitoires impliqués dans la fluidification sont toujours mal compris. Une façon de caractériser la transition solide-fluide est de réaliser des essais rhéométriques sur des sols argileux afin d'évaluer l'évolution de la viscosité en fonction de la contrainte cisailante appliquée. Dans cet article, nous avons effectué des essais géotechniques et rhéométriques sur des échantillons de sols argileux provenant de 6 glissements-coulées afin d'évaluer si ces sols présentent des caractéristiques similaires quand ils se fluidifient. Les résultats montrent que : 1) tous les sols testés, à part un, présentent clairement un comportement de fluide à seuil associé à une bifurcation de viscosité (décrite par le taux de cisaillement critique $\dot{\gamma}_c$ et par le module de cisaillement élastique G) ; 2) Plus la bifurcation de viscosité est importante, plus la chute du module de cisaillement élastique G l'est aussi ; 3) L'excès de teneur en eau w par rapport à la limite d'Atterberg de liquidité LL de l'échantillon est un paramètre clé qui contrôle le comportement mécanique de ces sols à la transition. Nous proposons des lois exponentielles décrivant l'évolution de la contrainte de cisaillement critique τ_c , le taux de cisaillement critique $\dot{\gamma}_c$ et du module de cisaillement élastique G en fonction de l'excès de teneur en eau $w - LL$.

Mots-clés : argile - transition solide-fluide - rhéologie - bifurcation de viscosité - Limites d'Atterberg

3.2 Abstract

Flow-like landslides in clayey soils represent serious threats for populations and infrastructures and have been the subject of numerous studies in the past decade. However, despite the rising need for landslide mitigation with growing urbanization, the transient mechanisms involved in the solid-fluid transition are still poorly understood. One way of characterizing the solid-fluid transition is to carry out rheometric tests on clayey soil samples to assess the evolution of viscosity with the shear stress. In this paper, we carried out geotechnical and rheometrical tests on clayey samples collected from 6 flow-like landslides in order to assess if these clayey soils exhibit similar characteristics when they fluidize (solid-fluid transition). Results show that : 1) all tested soils except one clearly exhibit a yield-stress fluid behavior associated with bifurcation in viscosity (described by the critical shear strain rate $\dot{\gamma}_c$) and in shear modulus G ; 2) the larger the amplitude of the viscosity bifurcation, the larger the associated drop in G ; 3) the water content (w) deviation from the Atterberg liquid limit (LL) is a key parameter controlling a common mechanical behavior of these soils at the solid-fluid transition. We propose exponential laws describing the evolution of the critical shear stress τ_c , the critical shear strain rate $\dot{\gamma}_c$ and the shear modulus G as a function of the deviation $w - LL$.

3.3 Introduction

Landslides in clay-rich soils and sediments are very common and exhibit a large variety of sizes, morphological shapes and kinematics (Maquaire *et al.*, 2003; Mackey *et al.*, 2009; Picarelli *et al.*, 2005; Chambers *et al.*, 2011; Bièvre *et al.*, 2011b). They are generally the result of a complex process in which initial rigid slides (failure stage) progressively transform into flow-type movements (post-failure stage). Unpredictable acceleration and/or fluidization of the moving mass can constitute a serious threat to the local population and infrastructures (van Asch *et Malet*, 2009; Mainsant *et al.*, 2012b). The typical deformation patterns appearing in clayey slopes have been described in several landslide classification charts in the past few decades (Varnes, 1978; Cruden *et Varnes*, 1996; Hungr *et al.*, 2001, 2014). In the last update (Hungr *et al.*, 2014), landslides in soft sediments (here, clay-rich soils) can be of various types (rotational, translational and compound slides; sensitive clay spread and flowslide; mud flow and earthflow), depending on the slope morphology, the water content and the Atterberg limits. The Atterberg Plastic and Liquid Limits, PL and LL , are the experimentally-measured water contents separating the three main states (solid, plastic and liquid) (Mitchell, 1993). Two indexes derived from these limits are also commonly used : the Plasticity Index PI and the Liquidity Index LI . When the material is made of debris and channelized, it can evolve in debris-flows with an increase in water content. In earthflows, the material is considered as plastic, the deformation is localized and the flow-like movement results from sliding driven by pore water pressures along single or multiple discrete internal shear surfaces (Hungr *et al.*, 2014; Iverson, 2005). In mud flows, the material is made of remoulded mixed clayey soils, whose matrix is significantly plastic ($PI > 5\%$), close to the liquid

limit ($LI > 0.5$), and the deformation is distributed in the moving layer. In sensitive clayey flowslides (i.e. the so called “quick clays” in Scandinavia and Canada), the material is fluidized with a sudden phase change from solid to liquid. Recently, the forecast and modelling of these events, and of the apparent solid-fluid transition involved, have been an intensive topic of research. One of the main challenges lies in the characterization of the mechanical behavior of the materials undergoing the transition, with the existence of two classes of models : frictional and non-frictional.

In frictional materials, the soil strength is directly related to the mean stress level (e.g., Mohr-Coulomb yield criterion). Fluidization therefore occurs when increase in pore water pressures leads to zero effective stress in the soil mass (Wood, 1990; Picarelli *et al.*, 2004; Darve *et al.*, 2004). Such behavior is generally modelled through elastoplastic constitutive laws (Iverson, 1997b, 2005), although recent studies also considered viscoplastic-type constitutive laws in the post-failure flowing stage (Jop *et al.*, 2006; Berzi *et al.*, 2013; Prime *et al.*, 2014). The classical effective stress framework was also extended to more complex physical processes, such as internal forces of physico-chemical origins (Osipov, 2014).

In non-frictional materials, the strength of the soil is considered as independent of the mean stress (e.g., von Mises yield criterion), and characterized by a critical shear stress τ_c (or yield stress) which can be regarded as a rheological property of the soil. This yield-stress fluid behavior is generally embedded within viscoplastic constitutive laws, such that fluidization occurs when the stress level exceeds the critical shear stress τ_c of the material (Ancy, 2007). These materials have also been shown to be generally characterized by thixotropy, with time / history dependence of the critical shear stress and the existence of a critical strain rate $\dot{\gamma}_c$ below which the material cannot flow (Coussot *et al.*, 2002b, 2005). This critical shear strain rate is associated to an abrupt viscosity drop (or bifurcation) at the solid-fluid transition, leading to catastrophic fluidization phenomena (Coussot *et al.*, 2005; Khaldoun *et al.*, 2009).

Roughly speaking, frictional models apply to soils whose bulk behavior is governed by frictional interactions between grains, and which can therefore be regarded as fluid-filled granular systems. In contrast, non-frictional models concern “pasty” soils rich in fine particles (typically clays) whose bulk behavior is dominated by colloidal interactions (Coussot *et al.*, 1994; Coussot *et al.*, 1999). In practice, however, the transition between the frictional and non-frictional regimes is probably more continuous than suggested by this simple picture, and may also depend on the boundary conditions applied, in particular when the material is flowing (Boyer *et al.*, 2011). In this study dedicated to the solid-fluid transition in clay-rich landslides, we nonetheless restrict our focus to non-frictional models, and investigate the possibility to characterize the soil mechanical behavior in terms of yield stress fluid rheology.

Although only few studies attempted to investigate directly the rheological behavior of natural, clay-rich soils (Coussot *et al.*, 1998; Picarelli *et al.*, 2004; Malet *et al.*, 2003, 2005), existing knowledge on the rheology of colloidal suspensions show that the two most important parameters influencing the value of the critical shear stress are the solid fraction ϕ (or water content w) and the particle size distribution. Following an assumption

initially proposed for debris-flows (Coussot, 1995), and since the existence of the critical shear stress τ_c is mainly due to the colloidal interactions between the finest particles (diameter less than 10 to 40 μm typically), clay-rich landslide materials can be regarded as mixtures of coarse particles suspended in a matrix made of fine particles dispersed in water (Ancy et Jorrot, 2001). According to this model, the fine and coarse particle fractions should therefore be distinguished. Existing studies on colloidal suspensions showed that τ_c is expected to increase exponentially with an increase in the fine particle fraction (Coussot et Piau, 1994; Coussot, 1995). Similarly, studies on the rheology of particle suspensions in yield stress fluids revealed that τ_c is also expected to increase with an increase in the coarse particle fraction (albeit with a much smaller rate). This would originate from the addition of frictional interactions between the coarse particles in the colloidal suspension (Ancy et Jorrot, 2001; Ovarlez *et al.*, 2015). Rheological experiments carried out by Bardou *et al.* (2007) also showed that τ_c is sensitive to the type of clays present in the soil. Furthermore, they also revealed that a small fraction of swelling clays (only a few percent) can induce more than a twofold increase in the critical shear stress.

Rheometric-oscillatory tests were recently performed on clayey samples originating from the Trièves area (French Alps) affected by numerous landslides showing flow-like movements (Mainsant *et al.*, 2012a, 2015). These tests revealed the thixotropic behavior of the clayey soil, with a highly pronounced viscosity bifurcation at a critical shear stress τ_c varying with the water content. This change was accompanied by a severe drop in G above τ_c , suggesting that G (or the shear wave velocity V_S) could constitute a proxy for the solid-fluid transition. Lastly, the water salinity and ionic content are also known to have an influence on the critical shear stress of clayey soils (Locat, 1997; Jeong *et al.*, 2010; Maio et Scaringi, 2016). It should be noted that far fewer studies were concerned with the other rheological properties involved in the solid-fluid transition of these clayey soils. In particular, the evolution of the critical shear strain rate (and associated viscosity bifurcation) with the above-mentioned parameters remains mostly unknown. Likewise, few attempts have been made to relate geotechnical characterization and rheological behavior in clayey soils. Locat et Demers (1988), Locat (1997) and Jeong *et al.* (2010) proposed empirical relationships between τ_c and the LI in clays, depending on water salinity. Several authors reported that mud and debris-flows occurred when the water content was close to or over the liquid limit of the material (Hung et al., 2014). This hints at the existence of relationships between Atterberg limits and rheological properties at the solid-fluid transition.

This paper reports on a detailed geotechnical and rheometric characterization of six clayey soils sampled in landslides affected by slide-to-flow motions. The primary objective of the study is to assess if these clayey soils exhibit similar rheological properties at the solid-fluid transition, in particular in terms of critical shear stress and viscosity bifurcation. The second objective is to investigate whether the rheological properties of these clayey soils can be related to (and possibly predicted by) their geotechnical characteristics. These landslides were chosen because they locally and temporally evolved to mud flows or debris-flows during heavy rainfalls. The six landslides are first described

and compared in terms of morphology and geotechnical properties. Then, three mechanical properties of the clayey soils (critical shear stress τ_c , critical shear strain rate $\dot{\gamma}_c$ and shear modulus G) for different water contents are determined from rheometric tests. Finally, the influence of the geotechnical properties on the rheological behavior is studied in order to identify the main parameters controlling the clay fluidization.

3.4 Sites description

Clayey soils were sampled at six landslide sites having experienced flow-like motions : Harmalière (HA), Super-Sauze (SU), and Char d’Osset (CH) in the French Alps, Hollin-Hill (HO) in England, Montevecchio (MO) in the Northern Appenines in Italy, and Pont-Bourquin (PO) in Switzerland. The location of the landslides and their geometry are shown in figure 3.1a and figure 3.1b to 3.1g, respectively. Pictures of the landslides are shown in figure 3.2 and their main characteristics are given in table 3.1. The landslides have developed in geological formations of various ages (from Callovo-Oxfordian to Quaternary) and exhibit a large variety in shape, surface and volume, from approximately 35.10^3 m^3 for PO to 25.10^6 m^3 for HA (table 3.1). Only one landslide affects the in-situ geological bedrock itself (the quaternary glaciolacustrine deposits at HA). In all the other sites, the moving mass is made of weathered clay sliding on the parent rock.

In terms of slope angles, the HA, HO and MO landslides exhibit gentle slopes which range from 9 to 12°. In contrast, the PO, SU and CO landslides have a more abrupt morphology with slope angles ranging from 25 to 33°. Three landslides are channelized in talwegs (SU, CO and MO), with a high length/width ratio ranging from 6 to 23 (figures 3.1 and 3.2). In contrast, the HA and HO earthflows exhibit a length/width ratio equal or lower than 1, while the PO earthflow is elongated. The maximum measured displacement rates range from 0.01 m.yr^{-1} at HO to more than 50 m.yr^{-1} at SU. The CO landslide is dormant at the present time.

Information about mud flow and debris-flow events is also given in table 3.1, including the volume of the flow, its velocity and its mobility coefficient (ratio of Height/Length). Of all 6 landslides, the CO and SU sites are characterized by clayey soils having a high content of rocks or debris, while the other 4 sites are characterized by clayey soils with low content of rocks or debris. In both cases, rapid to extremely rapid flows may occur when the water content increases and soil becomes diluted beyond its Liquid Limit. To highlight the different grain-size compositions in the six sites, we call “debris-flows” (DF) the flow-like landslides originated in clayey soils enriched with debris (CO and SU sites) and “mud flows” (MF) those generated in clayey soils with low debris content (PO, HA, MO, HO sites). The volume and velocity of these flow events may differ a lot from one site to another. For example, at SU, several debris-flows were reported with volumes of a few thousand m^3 and velocities as high as 4 m.s^{-1} , while the MO landslide experienced mudflows of about 90.10^3 m^3 sliding at approximately 5 m.day^{-1} . The mobility of these flow events exhibits a large variety of H/L (height over distance) coefficients as well, with low values of 0.16 and 0.17 for the HO and MO landslides (showing high mobility), and

of 0.3 and 0.45 for SU and PO (showing lower mobility).

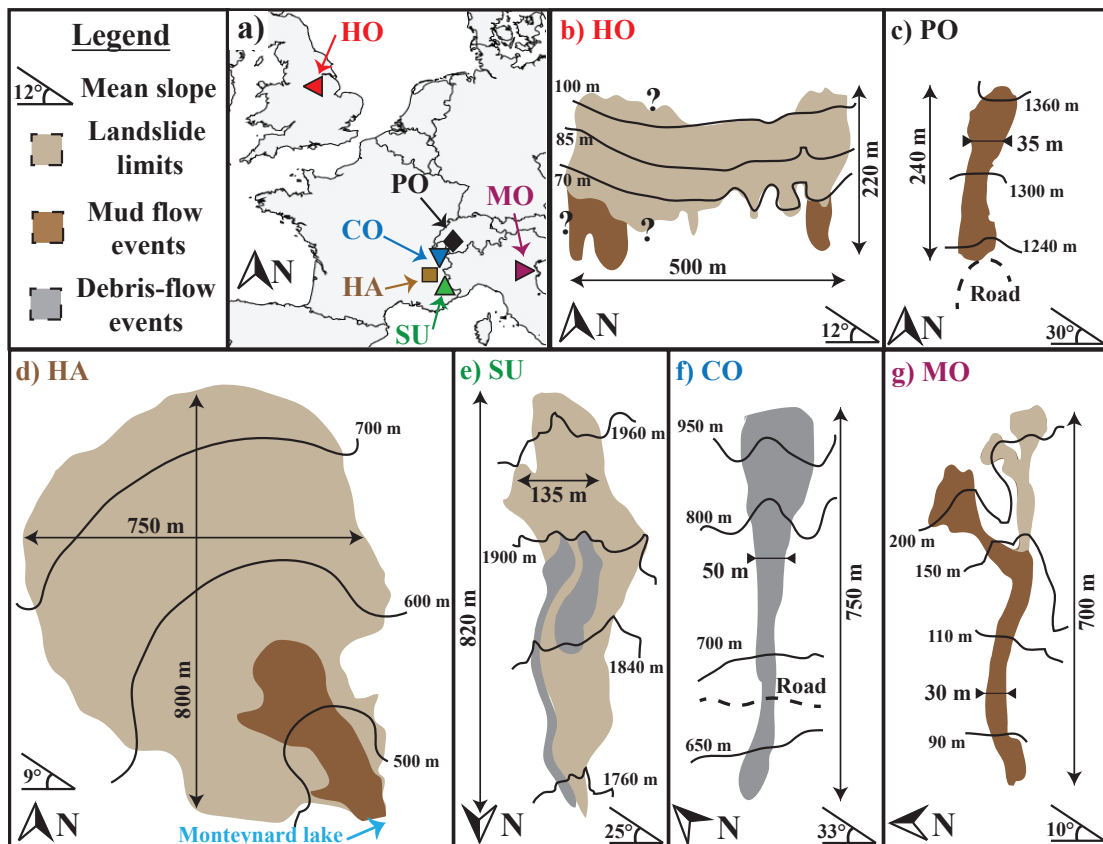


FIGURE 3.1: Location (a) and simplified morphological maps of the six landslides : b) HO : Hollin-Hill, c) PO : Pont-Bourquin, d) HA : Harmalière, e) SU : Super-Sauze, f) CO : Char d'Osset, and g) MO : Montevecchio. The mud flow and debris-flow events are differentiated by their brownish and grey color, respectively. As the CO landslide only evolves sporadically to a debris-flow, the site is shown in grey with the limits of the last debris-flow of 2011. The western part of the HO landslide is covered by trees, making it difficult to assess the exact limits of the earthflow.

3.4.1 Hollin-Hill (HO)

The HO landslide is immediately located to the south of the village of Terrington, North Yorkshire, on a South-facing slope of approximately 12° . It is composed of geological formations of lower and middle Jurassic age (table 3.1). The main source of sliding material comes from the 25 m thick Whitby Mudstone Formation of Lias age, which is responsible for many slope instabilities in the area (Ford, 2013). The HO landslide is approximately 220 m long, with a change in elevation of about 50 m (figures 3.1b and 3.2a). Due to forest cover on the Western part of the site, the landslide width is difficult

to determine, but is estimated to be superior to 500 m. The re-worked mudstone slides at velocities of a few $\text{cm}\cdot\text{year}^{-1}$. After heavy rainfall periods, sliding rates may reach 1 to $2\text{ m}\cdot\text{yr}^{-1}$ at the front of the existing lobes (Chambers *et al.*, 2011). The HO slide can be classified as a slow to very slow composite multiple earth slide-earth flow (Hunggr *et al.*, 2014). Some ancient flat lobes can be observed at the base of the hillslope (figure 3.1b), suggesting the occurrence of mud flows in the past. Moreover, a recent aerial LiDAR (Light Detection And Ranging) campaign highlighted numerous instabilities in the densely forested area in the western part of the landslide. Several recent landslips as well as weathered lobes of previously slipped material were spotted in the landslide body and at the western base of the hillslope. The Height/Length coefficient calculated from these lobes are low ($H/L = 0.16$; table 3.1), suggesting a relative high mobility of the sliding material.

3.4.2 Pont-Bourquin (PO)

The PO landslide is located in the Swiss Prealps, 40 km to the East of the Lausanne city. It gradually developed in the mid-90s with gravitational deformation appearing on the upper part of the 30° slope (Jaboyedoff *et al.*, 2009b). The PO landslide has a rather complex geology, with 4 geological units separated by tectonic thrusts (Jaboyedoff *et al.*, 2009b). In the upper and lower part of the landslide, the bedrock is composed of Triassic cagneule associated with gypsum. The middle part of the slope is made of Aalenian black shales and thin beds of turbiditic flysch. The landslide covers an area of approximately 8000 m^2 . It is 240 m long and 30 to 60 m wide (table 3.1). The slide velocities range from 3 to $6\text{ m}\cdot\text{yr}^{-1}$, which classify the PO site as a slow to moderate earthflow (Hunggr *et al.*, 2014). In 2007, a period of heavy rainfall (95 mm over 48 hours) triggered a mudflow of about 4500 m^3 , cutting the Pillon road at the toe of the landslide (figure 3.1c and figure 3.2b). Between 2007 and 2010, the sliding material accumulated at mid height of the landslide, where a decrease of the slope was observed. In summer 2010, the gradually-increasing shear stress in the accumulation zone at the base of the landslide, along with heavy rainfall triggered a several thousand m^3 earthflow (Mainsant *et al.*, 2012b). Since 2010, the landslide has not shown mud flows as observed in 2007 and 2010. However, sliding rates of several $\text{m}\cdot\text{year}^{-1}$ were recorded in the upper part of the landslide. This suggests that the sliding material is stored up in the accumulation zone, threatening the road at the toe of the landslide.

3.4.3 Harmalière (HA)

The HA landslide is located in the Trièves region 40 km South of Grenoble, in the Western French Prealps. This large depression of about 300 km^2 is covered by a thick Quaternary clay layer (with a thickness superior to 200 m), which was deposited in a glacially dammed-lake during the Würm period (Bièvre *et al.*, 2011b). This lake has been progressively filled during thousands of years by millimetric to decimetric alternations of silt and clay originating from the erosion of the carbonated and crystalline massifs around

the Trièves area (Huff, 1974). Nowadays, the erosion of this thick clay layer by the Drac River and its tributaries in the area is responsible for numerous gravitational instabilities. The slides present several slip surfaces at different depths, from a few meters to more than 50 m (Bièvre *et al.*, 2011a). These landslides generally exhibit low slide velocities of a few $\text{cm}\cdot\text{yr}^{-1}$ but can sometimes reach several $\text{m}\cdot\text{yr}^{-1}$. During long rainy periods, these slow to moderate earthflows (Hunggr *et al.*, 2014) can evolve into mudflows with velocities as high as several $\text{m}\cdot\text{hr}^{-1}$ (Jongmans *et al.*, 2009). This occurred in HA in 1981. After a heavy rainfall that caused quick snowmelt, a non-channelized mud flow of about $100 \cdot 10^3 \text{ m}^3$ was triggered. It reached the Monteynard lake in a few hours (figure 3.1d and figure 3.2d), with a mobility coefficient of 0.16 at minimum. Since 1981, the earthflow headscarp has continuously regressed at a rate of a few $\text{m}\cdot\text{yr}^{-1}$. The HA earthflow covers now an area approximately 800 m long, 750 m wide and 50 m deep for an estimated volume of about $25 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ (table 3.1). The unstable material slides down a gentle slope of approximately 9° with velocities ranging from 0.01 to $7 \text{ m}\cdot\text{yr}^{-1}$.

3.4.4 Super-Sauze (SU)

The SU landslide is located in the French Southern Alps and lies on the North-facing slope of the Barcelonnette basin (Ubaye valley; Malet *et al.* (003b)). The landslide developed in the soft clay-shales of the Callovo-Oxfordian age and affects an area of approximately $170,000 \text{ m}^2$ with a mean slope of about 25° , for a thickness ranging between 8 and 30 m (Malet *et al.*, 2005). The landslide is approximately 825 m long and 135 m wide, for a volume of about $750 \cdot 10^3 \text{ m}^3$ (table 3.1). In its upper part, the landslide is delimited by a 100 m head scarp with a slope of 70° , which also affects a 15 m thick moraine layer. The gradual fall causes a regression of the scarp of about 1 to $2 \text{ m}\cdot\text{yr}^{-1}$. Below the scarp, plurimetric marl blocks are partially buried in a silty matrix with pebbles and rock flakes. This material slides downslope, tumbles from a 40 to 50° secondary scarp, and becomes increasingly weathered downhill to constitute a clay matrix with weathered marly stones and flakes of various sizes. With displacement rates ranging from 0.01 to $0.40 \text{ m}\cdot\text{day}^{-1}$, the SU landslide is classified as a slow to moderate earthflow (Hunggr *et al.*, 2014). The channelized earthflow buries a complex topography formed by a succession of parallel crests and gullies (Maquaire *et al.*, 2003). The upper layer of the earthflow can trigger debris-flows, such as the ones of 2500 m^3 and 7700 m^3 in May 1999 (table 3.1), which were channelized in the eastern torrent flanking the landslide and in the main central gully of the earthflow respectively (figure 3.1e and figure 3.2c). The peak velocities estimated for these two events reached $4 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ and the material flowed downhill with a maximum runout of about 550 m and therefore a H/L coefficient of 0.3. This mobility is similar to those calculated for debris-flow events affecting other landslides in the Barcelonnette basin like the one of La Valette (H/L = 0.4) and Poche (H/L = 0.3) (Malet *et al.*, 003b).

Propriétés rhéométriques de sols argileux provenant de glissements-coulées

	Hollin-Hill	Pont-Bourquin	Harmalière	Super-Sauze	Char d'Osset	Montevecchio
Geology	Lias, Whitby Mudstone	Aalenian black shales and flysch	Quaternary glaciolacustrine clays	Callovo-Oxfordian black marls	Eocene clayey flyschs	Holocene clayey and silty marl
Sliding material	Weathered	Weathered	Parent	Weathered	Weathered	Weathered
Length (m)	220	240	800	820	400	700
Width (m)	> 500	30-60	750	50-150	30-100	30-50
Thickness (m)	2-5 10^3	5-10 10^3	10-50 10^3	8-30 10^3	5-10 10^3	8-10 10^3
Surface (m^2)	100 10^3	8 10^3	600 10^3	170 10^3	24 10^3	28 10^3
Volume (m^3)	500 10^3	35 10^3	25 10^6	750 10^3	100 10^3	350 10^3
Slope ($^\circ$)	12 $^\circ$	30 $^\circ$	9 $^\circ$	25 $^\circ$	33 $^\circ$	10 $^\circ$
Maximum surface velocity ($m.yr^{-1}$)	0.01-2	3-6	0.1-7	50-100	0	0.1
Channelized	No	No	No	Yes	Yes	Yes
Flow type	MF	MF	MF	DF	DF	MF
Volume (m^3)	100-200 10^3	1-5 10^3	100 10^3	2-8 10^3	10^3	90 10^3
Velocity	Unknown	Unknown	Unknown	3-4 $m.s^{-1}$	Unknown	5 $m.day^{-1}$
Mobility (H/L))	0.16	> 0.5	> 0.16	0.3	0.45	0.17

TABLE 3.1: Geological, morphological and kinematic characteristics of the Hollin-Hill (HO), Pont-Bourquin (PO), Harmalière (HA), Super-Sauze (SU), Char d'Osset (CO) and Montevecchio (MO) landslides. The characteristics of the earthflows, as well as those of the known mud flow (MF) and debris-flow (DF) events, are given.

3.4.5 Char d’Osset (CO)

The CO landslide (figure 3.1f and figure 3.2e) is located in the French Alps, 40 km East of Grenoble, and lies on the south-west facing slope of the Maurienne valley. The geology in the area consists of highly fractured shaly flyschs from the Eocene (Barféty *et al.*, 1997). In its upper part, the landslide is made of 80 m high nearly vertical cliffs from which the flysch blocks fall into two gullies approximately 50 m wide and 400 m long (table 3.1). Three rock falls totaling about $100 \cdot 10^3 \text{ m}^3$ occurred between 2003 and 2011, filling the upper part of the two gullies (“*Conseil Général du département de Savoie (73)*” internal reports). Due to their low resistance and strong fracturing, the flysch blocks are quickly altered and disintegrate into smaller rock pieces with the production of fines constituting a silty clay matrix. A clear decrease in block and grain size is observed downstream along the gullies. This material accumulates in the gullies and can produce debris-flows, such as the event of the 5th of January 2011, which affected the eastern gully. Heavy rainfall and quick snowmelt triggered a 1000 m^3 debris-flow, which propagated over more than 700 m and closed the road below for several days (figures 3.1f and 3.2e). The H/L coefficient of this event was estimated at 0.45 (table 3.1). In the absence of debris-flows, the clayey soil does not exhibit any detectable movement.

3.4.6 Montevocchio (MO)

The MO landslide is an active earthflow located about 20 km to the south-west of the town of Cesena, in the Northern Apennines of Italy. The geological formation affected by the landslide is a pelitic soft rock of Late Miocene to Holocene age (table 3.1), made of alternating layers of marls and clays with embedded thin lenses of siltstone and medium-fine sandstone (Severi *et al.*, 2010). This formation quickly weathers to produce a few meters of thick clayey material in which sliding processes can develop. The MO landslide is approximately 700 m long with a maximum width of about 50 m in the accumulation zone (figure 3.1g). The slip surface was observed at a depth around 8-10 m during remedial works. The unstable material slides down a gentle slope of approximately 10° , with an average velocity of about $0.1 \text{ m}\cdot\text{yr}^{-1}$. This slow to moderate earthflow can however evolve to rapid mud flows. Such an event occurred around the 25th of May 2015 during a heavy rainfall period when the slide velocity reached about $5 \text{ m}\cdot\text{day}^{-1}$ with a sliding volume of approximately $90 \cdot 10^3 \text{ m}^3$ (figure 3.2f) and a coefficient H/L of about 0.16, showing the high mobility of the MO clayey soil.

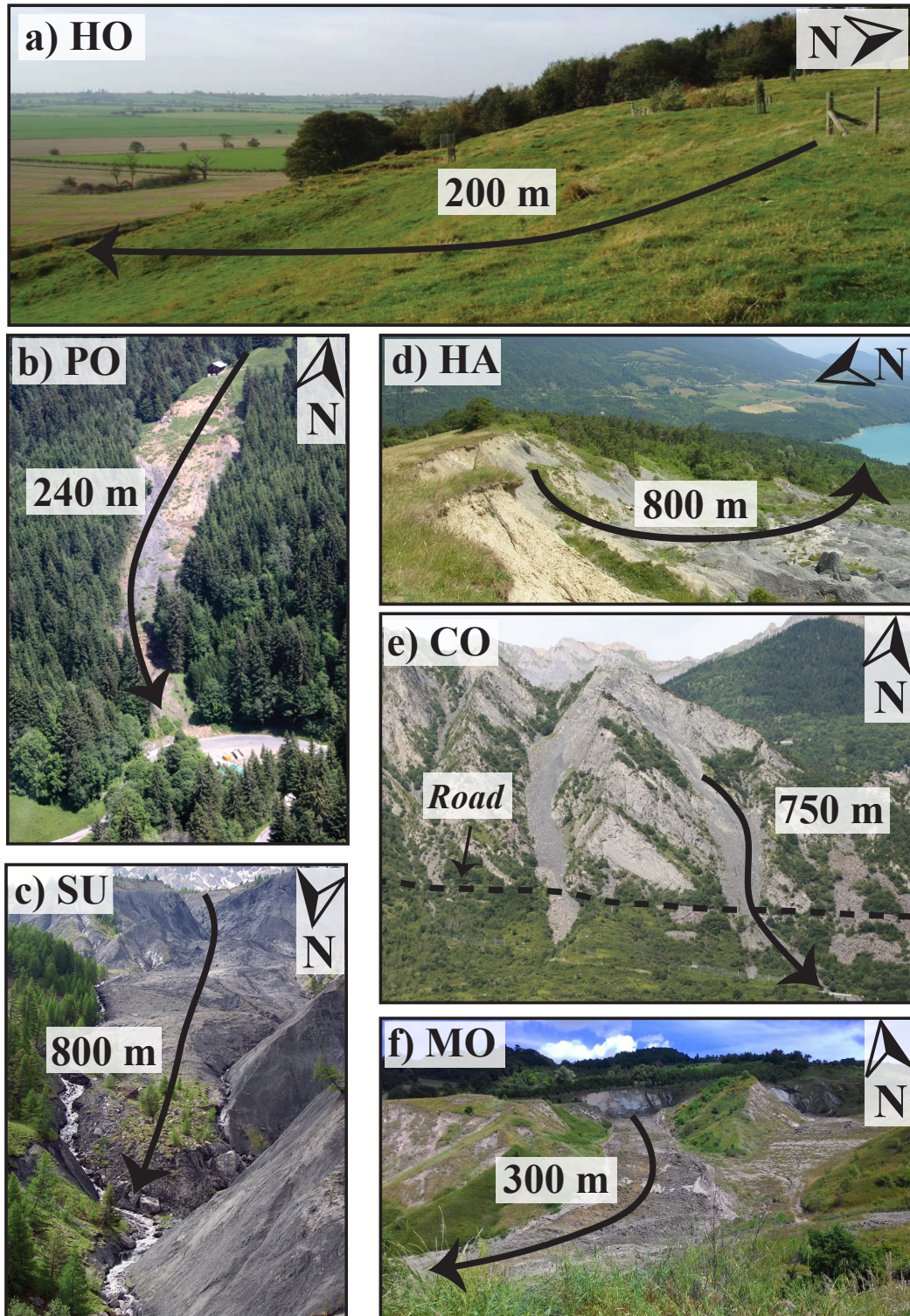


FIGURE 3.2: Pictures of the six landslides. a) Hollin-Hill (HO), b) Pont-Bourquin (PO), c) Super-Sauze (SU), d) Harmalière (HA), e) Char d'Osset (CO) and f) Montevecchio (MO) landslides. The arrows show the movement direction and gives an order of magnitude of the distance.

3.5 Methods

3.5.1 Geotechnical and mineralogical characterization

Clayey soils were collected at a depth of approximately 0.3 m on the 6 landslides and were analyzed in laboratory using geotechnical identification (particle size distribution, Atterberg limits, Methylene blue absorption) and mineralogical characterization (X-Ray diffraction, Cation Exchange Capacity *CEC*) tests. All samples were sieved and particles with a size lower than 400 μm were retained. Resulting particle size distributions were measured using a Laser Malvern Mastersizer 2000 granulometer. To identify crystalline materials in the samples, X-ray diffraction (*XRD*) was used on all soil samples. *XRD* patterns were recorded from randomly oriented powders using a Bruker D8 diffractometer equipped with a SolXE Si(Li) solid-state detector (Baltic Scientific Instruments). Data were collected during 8 s per 0.025° 2θ step over the $5\text{--}90^\circ$ 2θ Cu $K\alpha$ angular range. Quantitative phase analysis was subsequently performed from the Rietveld refinement of the data using the BGMN code, its Profex interface, and the associated mineral database (Doebelin et Kleeberg, 2015). No attempt was made to quantify amorphous material, which is possibly present in the samples.

The Atterberg limits of the 400- μm sieved soils were measured using the cup apparatus for the Liquid Limit (*LL*) and the rolling test method for the Plastic Limit (*PL*), applying the French norm P94-051 (*Norme Française NF-P 94-05 : Détermination des limites d'Atterberg*). The Plasticity Index ($PI = LL - PL$) and the Liquidity Index ($LI = (w - LP)/PI$), where w is the gravimetric water content, were derived from these measurements. The soil gravimetric water content w was obtained by calculating the ratio M_w/M_s where M_w is the mass of water in the sample and M_s is the mass of dried soil. Methylene Blue (*MB*) absorption tests were conducted to determine the values of specific surface area of the clay particles (Santamarina J.C et E., 2002) using the French norm NF 94-068 (*Norme Française NF-P 94-068 : Détermination de la valeur au bleu de methylene*). *CEC* was measured after exchange with cobaltihexamine and dosage of its residual concentration in the equilibrium solution using a UV-visible spectrophotometer and cobaltihexamine ion absorption band at 472 nm. The *CEC* is expressed in milliequivalents per 100 g of dry solid ($\text{meq}\cdot 100\text{g}^{-1}$).

3.5.2 Rheometric characterization

Rheometric tests were performed using a Bohlin-CVOR instrument with a 60-mm parallel-plates geometry (figure 3.3a). The gap between the plates was kept constant at 3600 μm for all tests. This value, approximately ten times larger than the maximum grain size in the samples, enabled the consideration of a continuous material at the scale of the rheometer. The tests were carried out in an air-conditioned room, and the temperature of the samples was maintained constant at 21 $^\circ\text{C}$ during the experiments. Before each test, the samples were pre-sheared at a strain rate of 50 s^{-1} for 20 s and then left at rest

for 10 s to ensure a reproducible initial state. The samples at different water contents were prepared by mixing the dried soil with distilled water in a blender.

Two types of rheometric protocols were applied in this study. First, Standard Creep (SCr) tests were used to determine the critical shear stress τ_c and critical strain rate $\dot{\gamma}_c$ of the clayey soil at the solid-fluid transition. Second, Oscillatory Creep (OCr) tests were used to capture the associated drop in elastic shear modulus. During SCr tests, a constant shear stress is imposed to the sample and the resulting shear strain rate is measured over time. Four typical SCr tests are shown in figure 3.3b for PO soil at a water content $w = 87.4\%$ ($LI = 3.66$), applying shear stresses of 30, 52, 54 and 60 Pa, respectively. At low imposed stress (30 Pa), the shear strain rate regularly decreases to reach values lower than 10^{-4} s^{-1} at the end of the test. In turn, the apparent viscosity diverges, which corresponds to a solid behavior. Conversely, at high stress (60 Pa), the shear strain rate tends towards constant values that increase with the imposed stress, as for a viscous fluid. The critical shear stress of the clayey soil, here $\tau_c = 53 \text{ Pa}$, is determined as the stress level for which the transition between these two regimes occurs. In practice, this transition is frequently very abrupt and therefore easy to determine. Sometimes, it can also occur over a small range of stress values, presumably due to formation of heterogeneities within the sample at the vicinity of the solid-fluid transition, which renders its determination uncertain. The value of τ_c is therefore determined as an average between the lowest stress value for which the sample is surely in fluid regime, and the highest stress value for which it is surely in solid regime. Error bars on τ_c , which vary between 5 % and 15 %, are set accordingly. In the example of figure 3.3b, the solid-fluid transition is also characterized by a jump of the shear strain rate, which discontinuously passes from zero in solid regime to a finite value, called the critical strain rate $\dot{\gamma}_c$, for $\tau = \tau_c$. This behavior is characteristic of a viscosity bifurcation, with $\dot{\gamma}_c$ representing a shear strain rate below which no steady flow is possible. In practice, due to the above-mentioned difficulties sometimes encountered in the determination of τ_c , we chose in our tests to define τ_c as the shear strain rate measured for $\tau = \tau_c + \Delta\tau$, where $\Delta\tau$ is a small stress increment above the transition taken equal to 5 Pa. This definition proved to be more robust, while still representing the jump in shear strain rate observed at the transition. Hence, for PO sample at $w = 87.4\%$ (figure 3.3b), $\dot{\gamma}_c = 2.5 \cdot 10^{-2} \text{ s}^{-1}$, the shear strain rate value corresponding to the test at 58 Pa, 5 Pa above the critical shear stress of 53 Pa.

OCr tests consist in superimposing small stress oscillations to the constant creep shear stress (figure 3.3a). The amplitude of these oscillations was chosen to be roughly equal to one tenth of the critical stress τ_c in order to ensure that the resulting strains remain in linear elastic regime. The frequency of the oscillations was fixed to 5 Hz in order to be in a regime where the viscoelastic storage modulus is independent of the frequency and can be identified to the elastic shear modulus G of the clayey soil (Mainsant *et al.*, 2012a). Four typical examples of OCr tests are shown in figure 3.3c for PO soil at $w = 87.4\%$ and for 4 values of mean shear stress : 52, 53, 55 and 65 Pa. A clear decrease in elastic shear modulus is observed when the clayey soil fluidizes, with G dropping from values above 10,000 Pa when τ is just below τ_c , to values of about 1000-3000 Pa just above τ_c . The amplitude of the drop in G at the transition is characterized by the ratio

of G_s/G_{tf} , where G_s and G_{tf} correspond to the values of G in the solid and fluid states and for $\tau = \tau_c + \Delta\tau$, respectively. The value of G_{tf} as well as the corresponding error bars are determined with the same method used for τ_c . The shear elastic modulus G then continues to rapidly decrease when the stress level is further increased, reaching very low values (100 Pa in the example shown) in the fully fluidized regime. As $G = \rho V_S^2$ (where ρ is the density and V_S is the shear wave velocity), these measured changes in G are directly correlated to the changes in V_S at the solid-fluid transition.

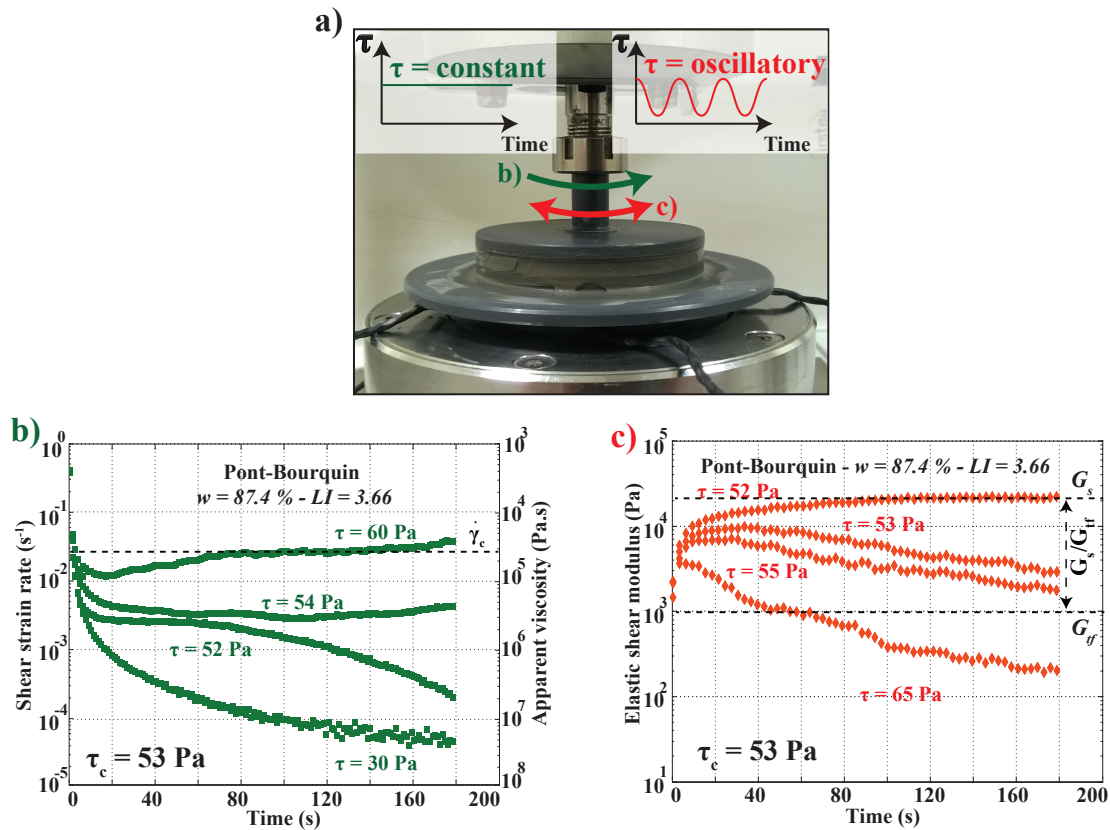


FIGURE 3.3: Illustration of the conducted rheometric tests. a) Picture of the Bohlin CVOR rheometer used to perform the Standard Creep tests SCr (constant stress with time – green text and drawing) and the oscillation tests OCr (oscillatory stress with time – red text and drawing). b) Four creep tests performed respectively at 30, 52, 54 and 60 Pa on the pont-Bourquin (PO) soil at a water content of 87.4 % (liquidity index $LI = 3.66$). The increase in shear strain rate (or decrease in apparent viscosity) at the critical shear stress $\tau_c = 53$ Pa indicates a change from solid to fluid state. Below τ_c , the shear strain rate decreases (the apparent viscosity increases) and the sample is solid. c) Four oscillation tests performed below (52 Pa and 53 Pa) and above (55 Pa and 65 Pa) the critical shear stress τ_c . Below τ_c , the sample acts as a solid and the measured elastic shear modulus tends towards a plateau value (above 10000 Pa). Above τ_c , the sample fluidizes and the elastic shear modulus drops towards very low values.

3.6 Geotechnical results

The grain size distributions for the six soils are shown in figure 3.4a and the values of D_{40} and D_2 (soil fraction below 40 and 2 microns, respectively), of the uniformity coefficient ($C_u = d_{60}/d_{10}$, where d_{60} and d_{10} are the diameters for which 60 % and 10 % of the particles are finer) and of the curvature coefficient ($C_c = (d_{30})^2/(d_{60} d_{10})$) are given in table 4.1. CO and PO samples stand out as coarser than the others, as shown by the grain size curves and the lower D_{40} values (48 % and 60 %, respectively). All samples exhibit C_u higher than 6 and C_c around 1 indicating wide particle size distributions with unimodal shapes. LL ranges from very low (26.7 % for CO) to high (73.3 % for HO), with PI varying between 9.9 (CO) to 26.6 (HO). This wide variation in the Atterberg limits is illustrated in the Casagrande's chart (figure 3.4b). According to the Unified Soil Classification System (USCS), four samples are considered as low to medium plasticity clayey soils (CO, SU, PO and HA), while the other two are high plasticity clayey soils (MO and HO). Two soils are classified as organic (HO and PO).

Blue methylene and CEC tests also highlight a wide variation in clay properties between the samples. Again, HO soil exhibits the highest values with a specific surface area S_s of $80.1 \text{ m}^2.\text{g}^{-1}$ and a CEC of $28.6 \text{ meq.}100\text{g}^{-1}$. In contrast, the CO sample is characterized by low CEC ($3.5 \text{ meq.}100\text{g}^{-1}$) and extremely low specific surface area ($5.7 \text{ m}^2.\text{g}^{-1}$). In terms of mineralogical composition (table 4.1), most of the soils are made of a significant percentage of quartz and micas, from 19.6 % (MO) to 54.8 % (PO), with a percentage of clay minerals (all phyllosilicate but di-octahedral micas) varying between 4.3 % (SU) and 45.6 % (HO). Expendable 2 :1 swelling clay considered in this paper as smectites has been detected in HO (33.8 %), in MO (15.3 %) and in HA (9.4 %).

In summary, the soils collected at the six landslide sites exhibit strong differences in terms of geotechnical properties and mineralogical composition. HO and MO are the soils with the highest swelling potential, as shown by the large values of smectite content, CEC , and S_s . They also exhibit the highest values of PI and LL , indicating a high plastic potential as well. In contrast, the HA soil has PI and LL values lower than those at MO and HO. It however contains a significant amount of smectite (9.9 %), resulting in relatively high CEC and S_s values. SU and PO are soils of medium range, with intermediate CEC , S_s , PI and LL values and no smectite. Finally, CO has the lowest CEC , S_s , PI and LL values.

	Hollin- Hill	Pont- Bourquin	Harma- lière	Super- Sauze	Char d'Osset	Monte- vecchio
$D_{40} - D_2(\%)$	90-16	60-6	98-20	88-15	48-3	83-29
C_u	6.7	14.3	6.7	8.7	11	11.4
C_c	1.1	0.7	0.8	0.9	1.5	0.9
Liquid limit LL (%)	73.3 +/- 0.8	47.7 +/- 0.7	39.0 +/- 0.2	33.3 +/- 0.9	26.7 +/- 0.4	51.7 +/- 0.5
Plasticity Index PI (%)	25.6 +/- 1	14.9 +/- 0.9	16.9 +/- 0.2	11.9 +/- 0.8	9.9 +/- 1	25.6 +/- 0.8
USCS Classification	OH	OL	CL	CL	CL	CH
Specific surface ($m^2 \cdot g^{-1}$)	80.1 +/- 4.2	29.2 +/- 0.3	45.1 +/- 0.3	29.6 +/- 1	5.7 +/- 0.5	61.6 +/- 0.4
CEC ($meq \cdot 100g^{-1}$)	28.6	9.9	17.0	6.2	3.5	18.7
XRD (in %)						
Quartz	21.8	16.5	18.9	23.9	20.9	15.5
Di-octahedral Micas	20.1	54.8	28.9	37.3	33.4	19.6
Clay minerals	45.6	9.9	16.3	4.3	15.2	41
Expandable 2 :1 clay	34	-	10	-	Ø	15.3

TABLE 3.2: Geotechnical and mineralogical characteristics of the 6 soil samples. D_{40} and D_2 represent the soil fraction below 40 and 2 μm respectively. $C_u = d_{60}/d_{10}$, where d_{60} and d_{10} are the diameters for which 60 % and 10 % of the particles are finer. $C_c = (d_{30})^2/(d_{60} d_{10})$. USCS classification : CL stands for inorganic silty clays of low to medium plasticity – OL : organic clays of low plasticity – CH : inorganic clays of medium to high plasticity - OH : organic clays of medium to high plasticity. The complete XRD results are presented in [appendix G](#).

As previously attempted by several authors (Farra et Coleman, 1967; Yukselen et Kaya, 2006), we looked for potential relationships between the geotechnical and geochemical parameters of the samples. In particular, Yukselen et Kaya (2006) developed simple correlations between CEC , Atterberg limits, organic matter content, fine fraction and specific surface area. For our samples, the evolution of D_2 (clay fraction) and of the percentage of smectite vs CEC are shown in figure 3.4c. Although it is clear that D_2 seems to increase with CEC , a low determination coefficients R^2 equal to 0.33 is obtained from bivariate linear regressions between these parameters. A similar increase is observed for the percentage of smectites with CEC and a determination coefficient equal to 0.93 is obtained. These results indicate the absence of direct correlation between D_2 , the percentage of smectite and CEC . It suggests that a more complex, multi-parametric dependency exists. Evolutions of PL and LL vs CEC are plotted in figure 3.4d, while evolutions of PI and S_s vs CEC are shown in figure 3.4e. The three Atterberg parameters PL , LL and PI linearly increase with CEC , with determination coefficients of 0.65, 0.86, and 0.86, respectively. PI and LL seem to be controlled by CEC , although other soil properties are also likely to play a role. Finally, it appears that the specific surface area S_s is strongly linked to the CEC (determination coefficient of 0.95). It must be stressed out that these results have been obtained for six samples only, and therefore only provide generic trends. They appear however in good agreement with the conclusions of Farra et Coleman (1967) and Yukselen et Kaya (2006), which were based on more complete soil datasets. In particular, Yukselen et Kaya (2006) also reported a low determination coefficient between D_2 vs CEC ($R^2 = 0.37$) whereas they found better correlations between CEC and S_s ($R^2 = 0.82$), and between CEC and LL ($R^2 = 0.6$).

FIGURE 3.4: Figure *cf.* next page. a) Grain size distribution of the six landslide samples sieved at 400 μm . b) Casagrande's chart with the U and A lines [Mitchell, 1993]. According to the USCS classification, HA, SU and CO samples are inorganic clayey soils of low to medium plasticity (CL). PO and HO are classified as organic clayey soils of low plasticity (OL) and high plasticity (OH), respectively. MO is defined as an inorganic clayey soils of high plasticity (CH). c, d and e) Relationships between geotechnical, geochemical and mineralogical parameters for the six clay samples. In all cases, measurement errors are smaller than marker sizes. c) D_2 (soil fraction below 2 μm , in black dashed line) and percentage of smectite (in grey dotted line) versus CEC . Linear regressions on D_2 vs CEC data (black dashed line) and percentage of smectite vs CEC data (grey dotted line) yield determination coefficients $R^2 = 0.33$ and 0.93, respectively. d) Atterberg limits PL and LL versus CEC . The determination coefficients obtained by linear regression are $R^2 = 0.65$ and $R^2 = 0.86$ for $PL - CEC$ data (black dashed line) and $LL - CEC$ data (grey dotted line), respectively. e) Plasticity Index (PI) and Specific surface (S_s) versus CEC . Determination coefficients are 0.86 and 0.95 for $PI - CEC$ and $S_s - CEC$ data, respectively.

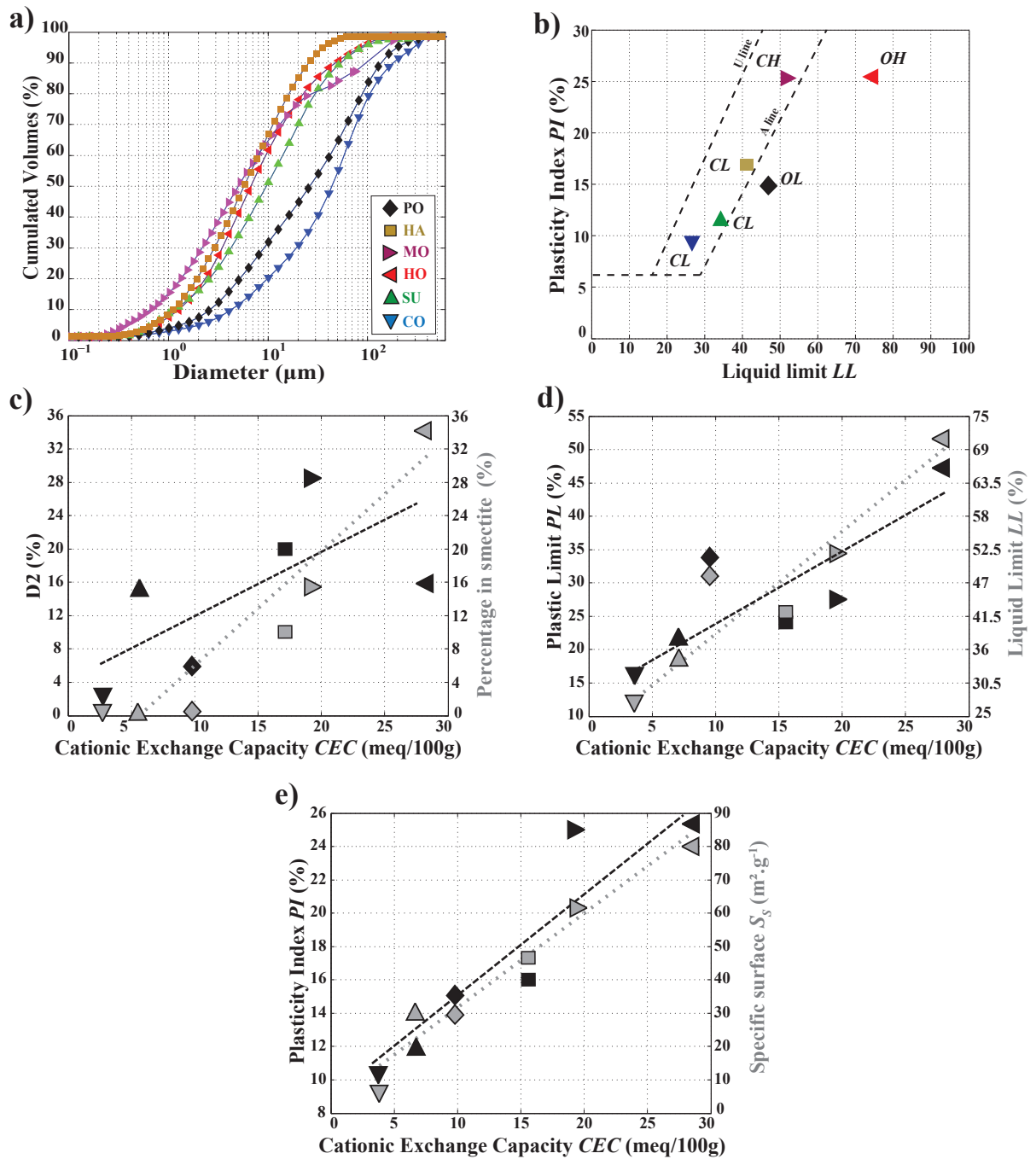


FIGURE 3.4: Caption : *cf.* previous page

3.7 Rheometric results

Standard Creep (SCr) and Oscillatory Creep (OCr) tests were carried out on the six soils for 4 to 6 gravimetric water contents w above the liquid limit LL . In figures 3.5 and 3.6, representative results are shown for two values of w , differing between the samples and corresponding to liquidity index (LI) approximately equal to 2 and 3, respectively. In SCr tests at low water content ($LI \approx 2$, left column of figure 3.5), all samples exhibit a solid-fluid transition occurring for critical shear stress values ranging from 43 to 166 Pa. The CO sample displays the lowest critical stress, while the largest values correspond to MO and SU soils. The transition is marked by clear viscosity bifurcations for HO and MO samples, with critical shear strain rate values of the order of 10^{-1} s^{-1} . SU and CO display less pronounced viscosity bifurcations, with $\dot{\gamma}_c$ of the order of 10^{-2} s^{-1} , and the solid-fluid transition appears almost continuous for the PO and HA samples. If existent, $\dot{\gamma}_c$ values in these latter cases are very small, on the order of 10^{-3} s^{-1} . At higher water content ($LI \approx 3$, right column of figure 3.5) solid-fluid transitions are still observed for all samples, except for the CO soil for which the fluid regime seems reached even for the lowest shear stress values tested. Generally, the critical shear stress τ_c is observed to decrease when water content increases. Conversely, the critical shear strain rate $\dot{\gamma}_c$ tends to increase with w . These trends are particularly marked for the HO sample, with a critical stress dropping from 127 to 40,1 Pa between $LI = 2$ and 3, respectively, and a concurrent spectacular increase in $\dot{\gamma}_c$ from $2 \cdot 10^{-1}$ to more than 10 s^{-1} . PO and HA samples, for which a viscosity bifurcation was hardly observed at $LI = 2$, are characterized by a value of $\dot{\gamma}_c = 10^{-2} \text{ s}^{-1}$ and $4 \cdot 10^{-2} \text{ s}^{-1}$ at $LI = 3$, respectively.

OCr tests in figure 3.6 show the evolution of the elastic shear modulus G for the same experimental conditions as those of the SC tests described above ($LI \approx 2$ and 3). Consistently with the results of Mainsant *et al.* (2012a), the solid-fluid transition appears to be systematically accompanied, for all tested samples, by a decrease in G . Furthermore, this decrease starts for critical shear stress values which are identical, within experimental uncertainties, to the critical shear stress values determined in SC tests. Values of G in the solid regime (G_s) are observed to decrease with the water content : they vary in the range 10,000 – 40,000 Pa for $LI = 2$, and in the range 5,000 - 20,000 for $LI = 3$. The drop in G at the transition, characterized by the value of the ratio G_s/G_{tf} , appears to be relatively variable among the samples. It is highly pronounced for HO and MO soils, in particular for $LI = 3$, where G drops by several orders of magnitude when increasing the stress level of only a few Pa beyond the critical stress. On the contrary, the drop in G at the transition is much smaller for HA, SU and PO soils for $LI = 2$, the decrease in elastic modulus between the solid and fluid regimes appearing more progressive in these cases. Generally, it is observed that, the larger the amplitude of the viscosity bifurcation observed in SCr tests, the larger the associated drop in G at the transition. The elastic modulus then continues to decrease when the stress level is further increased beyond τ_c , and all samples are eventually characterized, in the “fully-fluidized” regime, by G values that are at least one order of magnitude smaller than G_s .

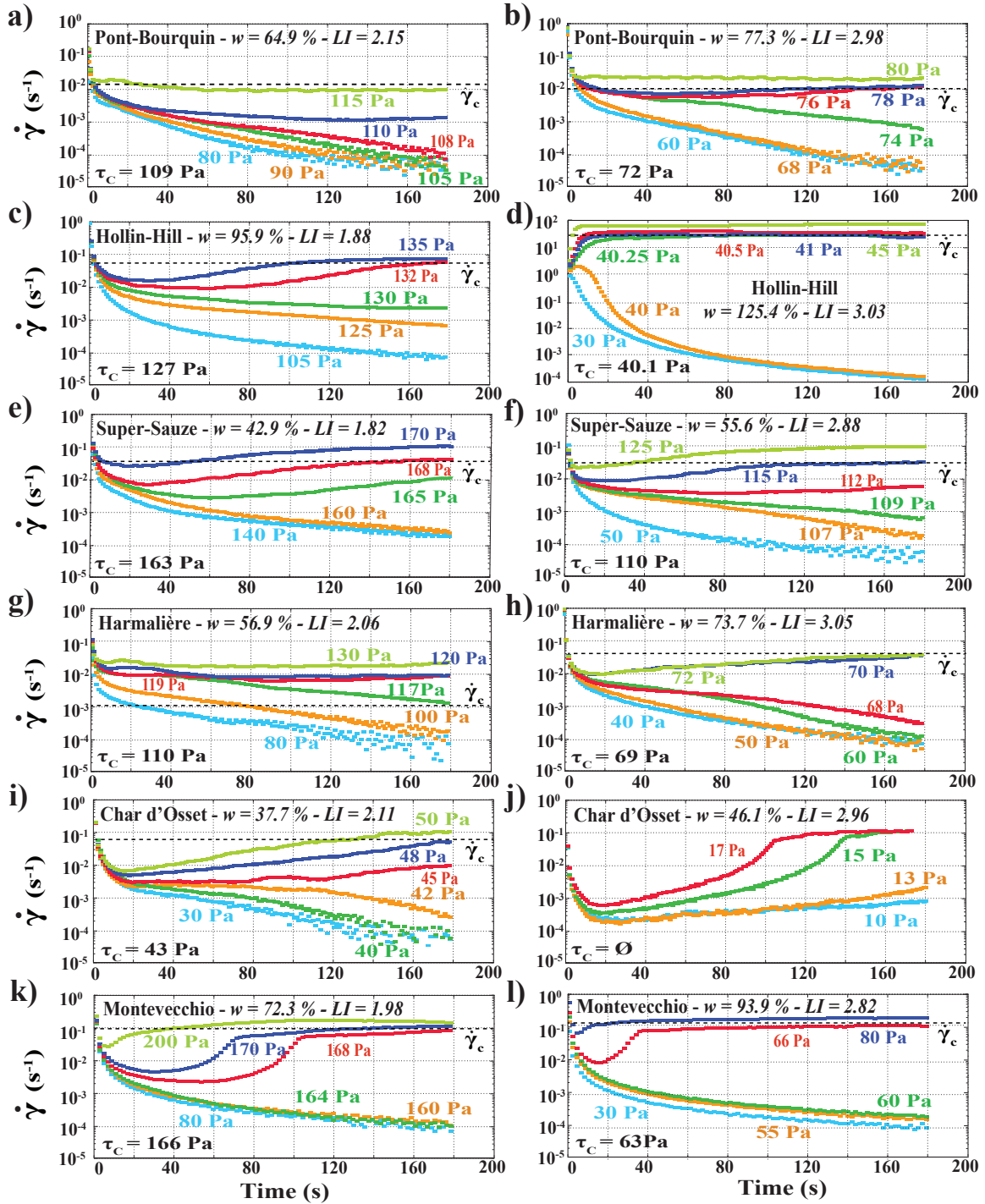


FIGURE 3.5: Shear strain rate $\dot{\gamma}_c$ vs time curves measured during Standard Creep tests SCr conducted on Pont-Bourquin (PO, a-b), Hollin-Hill (HO, c-d), Super-Sauze (SU, e-f), Harmalière (HA, g-h), Char d'Osset (CO, i-j) and Montevecchio (MO, k-l) samples for two values of liquidity index LI approximately equal to 2 (left column) and 3 (right column). Corresponding water contents w are indicated in legend. The critical shear stress τ_c and critical shear strain rate $\dot{\gamma}_c$ deduced from the tests are also indicated for each sample.

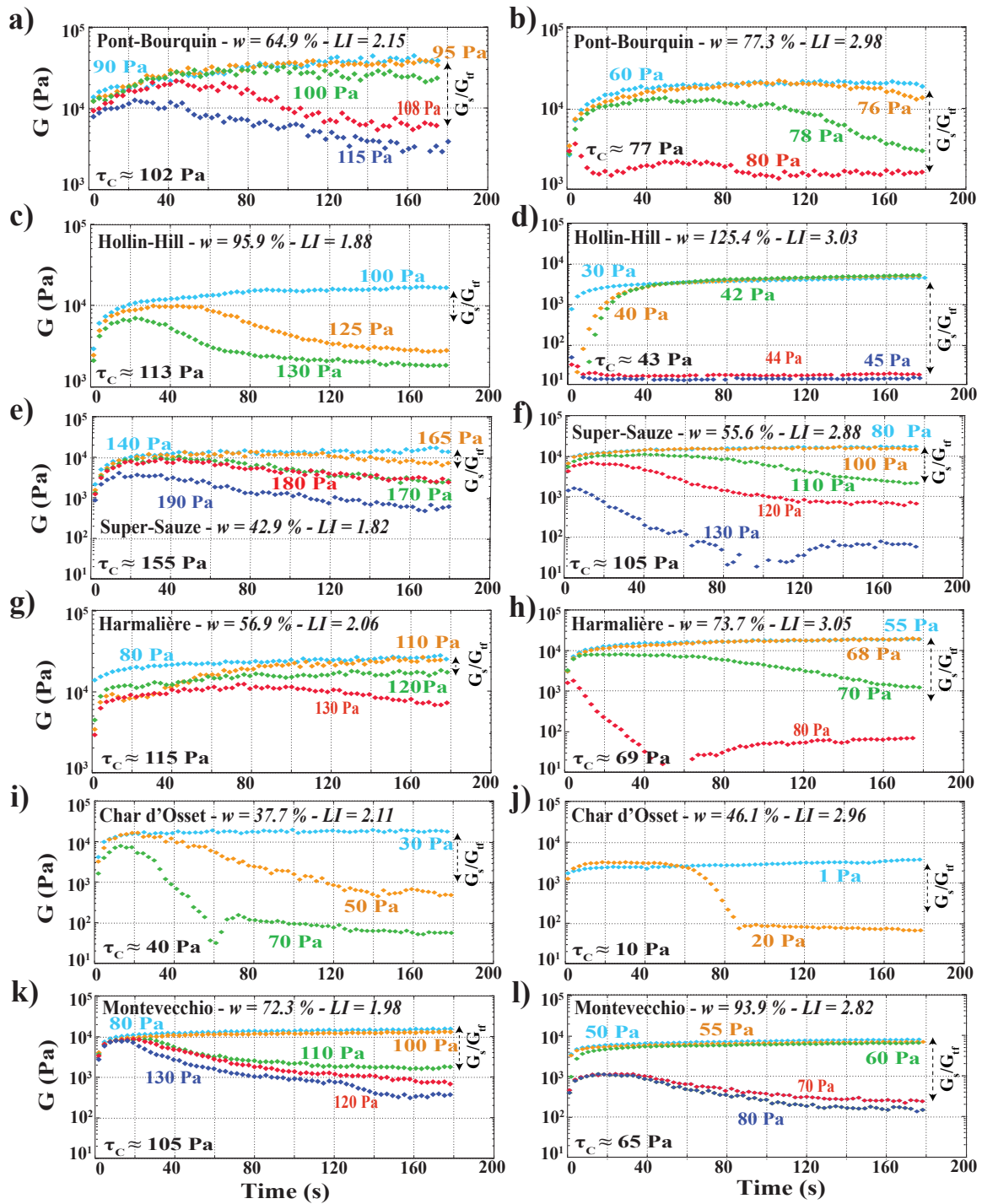


FIGURE 3.6: Elastic shear modulus G vs time measured during Oscillatory Creep tests (OCr) on Pont-Bourquin (PO,a-b), Hollin-Hill (HO,c-d), Super-Sauze (SU, e-f), Harmalière (HA, g-h), Char d'Osset (CO, i-j) and Montevecchio (MO, k-l) samples for two values of liquidity index LI approximately equal to 2 (left column) and 3 (right column). The values of the critical shear stresses are indicated in the left bottom part of each graph. The crossing of the critical shear stress corresponds to a drop in the elastic shear modulus ΔG .

3.8 Discussion

All soil samples tested in this study exhibit a yield-stress fluid behavior with a critical shear stress τ_c and a viscosity bifurcation, with the exception of the CO soil at high water content. This soil is also distinguished by a low plasticity index and very low CEC and S_s values, which might explain this different rheological behavior. In the following section, only samples exhibiting a clear yield-stress fluid behavior will be considered and the CO soil will not be taken into account.

In this section, we look for potential relations between the geotechnical parameters of the samples and the measured mechanical properties (τ_c , $\dot{\gamma}_c$ and G) above the liquid limit LL . As shown by several authors (Ancy et Jorrot, 2001; Bardou *et al.*, 2007; Ovarlez *et al.*, 2015), an important parameter affecting the value of τ_c is the solid fraction (or conversely the water content w). Consistently, our results for the five soils exhibiting a yield-stress fluid behavior (figure 3.7a) show a clear increase of τ_c along with an increase of the solid fraction (i.e., a decrease with w). However, values of τ_c may vary by almost a factor of 2 among the different soils for a given volume fraction (figure 3.7a), and no generic trend is apparent. This indicates that other parameters beyond the volume fraction also have an influence on the rheological properties. In particular, it is known that fine (colloidal) and coarse (non-colloidal) particles contribute differently to the critical shear stress (Coussot et Piau, 1994; Ancy, 2007; Ovarlez *et al.*, 2015), and that the critical shear stress is therefore also sensitive to the grain size distribution of the samples. In our study, large differences in D_{40} (Table 4.1), and therefore in the relative proportions of fine and coarse particles, can be noted between the clayey soils. This is likely to partly explain the specific evolutions of τ_c as a function of the solid fraction (or w) observed for each soil.

In an early study, Locat et Demers (1988) proposed relationships between the critical shear stress τ_c and the liquidity index LI . This parameter, in which w is scaled by the Atterberg's limits PL and LL , indirectly accounts for fine content and clay surface properties (through the relations between D_2 , PI , LL , CEC and S_s as shown in figure 3.4) (Locat et Demers, 1988). These authors showed that τ_c values measured on sensitive clays can be bounded by the two following equations :

$$\tau_c = \left(\frac{12.06}{LI}\right)^{3.13} \quad (3.1)$$

for high pore salinity (30 g.L⁻¹), and

$$\tau_c = \left(\frac{5.81}{LI}\right)^{4.51} \quad (3.2)$$

for low pore salinity (0 g.L⁻¹).

Subsequently, [Locat \(1997\)](#) showed that these two bounding equations remain valid for different clayey soils over a wide range of w and plasticity values. Values of τ_c versus LI corresponding to our samples are displayed in figure 3.7b, along with the two curves corresponding to equations (1) and (2). It appears that all τ_c measurements are gathered around the high-salinity curve for low LI values, while most of the data tend to exceed this curve for high LI values. It must be stressed out that none of the soils studied here is of glaciomarine origin (which was the case for some of the soils tested by [Locat \(1997\)](#)) and contains salts. The relative agreement between the high-salinity curve and our data may therefore be coincidental. In addition, [Locat et Demers \(1988\)](#) and [Locat \(1997\)](#) determined τ_c through a fit of the flow curves (using a Bingham model) while, in our study, τ_c values were obtained directly from creep tests (without any underlying model). τ_c values measured in these two different ways can show significant discrepancies. Similarly, [Locat et Demers \(1988\)](#) used the cone penetration method for determining LL , while we applied the percussion technique. It has been shown that liquid limits measured by the two methods are not necessarily identical ([Sridharan et Prakash, 2000](#)). Given these differences, further quantitative comparisons between our results and those of [Locat \(1997\)](#) are not appropriate.

A striking feature of figure 3.7b, however, is that different soils follow specific trends according to LI . Hence HO and SU samples, which show similar τ_c values for $LI = 2.5$, strongly diverge when LI increases such that the value $\tau_c = 55$ Pa is reached for $LI=3$ with the HO soil, and for $LI = 4.4$ with the SU soil. Correspondingly, it must be noticed that the SU soil is characterized by a much lower LL than the HO soil (33.3 and 73.3 respectively, see table 3.1). Detailed examination of figure 3.7b led us to change the scaling of w and to plot τ_c directly versus $w - LL$. As shown in figure 3.7c, this representation results in a spectacular gathering of all the data on a common linear (in log-linear coordinates) trend. The data (τ_c in Pa, w and LL in %) can be fitted by the following exponential relationship :

$$\tau_c = 246.7 e^{(-0.034(w-LL))} \quad (3.3)$$

A coefficient of determination of 0.91 was found. The parameter $w - LL$ thus appears as a major control parameter for critical shear stress values measured in this study. As already discussed, this parameter includes the solid fraction ϕ effect as well as, through the Atterberg liquid limit, the effects of fine content and clay properties. Nevertheless, the fact that a simple measure of the deviation $w - LL$ is sufficient to account for critical shear stress values measured in a variety of different clayey soils may seem surprising. However, finding a relation between LL and the undrained shear strength (measured here by the critical stress) of the soil is not entirely unexpected. In the percussion method (with Casagrande cup) used to determine LL , the soil mass flows on both sides of the cup due to impacts on the base. According to [Sridharan et Prakash \(2000\)](#), this flow is viscous and controlled by the shear resistance of the soil. Recently, [Haigh \(2012\)](#) used the Newmark approach to derive relations between LL and clay mechanical parameters. He found that LL is only a function of the ratio between the undrained shear strength

and the density of the material, and disagrees with the interpretation of [Sridharan et Prakash \(2000\)](#). Whatever the explanation, LL is directly related to the shear strength of the soil. These interpretations provide some support to our results showing that the deviation of w from LL may be used to predict the critical shear stress τ_c , disregarding the nature of the clayey soil.

The mechanical parameters characterizing the amplitude of viscosity bifurcation and the drop of elastic shear modulus at the transition, namely $\dot{\gamma}_c$ and the ratio G_s/G_{tf} , are plotted against the deviation $w - LL$ in figures 3.7d and 3.7e. For each soil, the two parameters show a clear increase with LL . Furthermore, in both cases, the data appear to follow a unique trend as a function of $w - LL$, albeit with a greater dispersion than for the critical stress. Fitting exponential laws of the form $a.exp(b.(w - LL))$ yields the following coefficients : $a = 6.9 \cdot 10^{-3} \text{ s}^{-1}$; $b = -0.0712$ and a determination coefficient $R^2 = 0.56$ for the critical shear strain rate $\dot{\gamma}_c$, and $a = 1.85$, $b = 0.074$ and a determination coefficient $R^2 = 0.64$ for the modulus ratio G_s/G_{tf} . It can also be noted that a peculiar behavior is observed for HO soil at high water content. Above $w - LL = 50$, $\dot{\gamma}_c$ and G_s/G_{tf} jump from 0.2 s^{-1} to 20 s^{-1} and from 15 to 200, respectively. This abrupt increase in $\dot{\gamma}_c$ and G_s/G_{tf} is not observed with the other soils. This behavior could be related to the high values of PI and CEC exhibited by HO soil (figure 3.4e and table 4.1). However, since MO samples also show similar values of PI and CEC , these two parameters cannot be considered as the sole explanation. What differentiates HO from the other soils is the high percentage of smectite (35 %). The presence of this swelling clay probably has a significant influence on the soil behavior ([Bardou et al., 2007](#)) and might be the cause of these significant jumps in $\dot{\gamma}_c$ and G_s/G_{tf} . The values of $\dot{\gamma}_c$ and G_s/G_{tf} measured for HO samples above the jump were not taken into account in the exponential trends presented above.

Finally, figure 3.7f shows the evolution of the solid state elastic shear modulus G_s as a function of $w - LL$. Since the elastic modulus eventually drops to low values (compared to G_s) for all samples in the fluid regime, the value of G_s can be considered as representative of the total drop in elastic shear modulus between the solid and fluid regime. For all soil samples, a decrease of G_s with the water content is observed, with once again a unique trend as a function of $w - LL$. Fitting an exponential law $G_s = a.exp(-b(w - LL))$ to all the data yields the following coefficients : $a = 4.5 \cdot 10^4 \text{ Pa}$, $b = -0.036$ and $R^2 = 0.72$. We may note that MO and HO samples show the lowest G_s values, along with the strongest slope decrease with $w - LL$. To go further, it could be relevant to investigate second-order dependencies between coefficients a and b characterizing the evolutions of $\dot{\gamma}_c$, G_s/G_{tf} and G_s versus $w - LL$ for each soil sample, and geotechnical properties such as PI , CEC or smectite content values. With the limited available data, no consistent relations could be found at this stage.

Figures 3.7d, e and f illustrate the effect of an increase in water content (and porosity, since the soil is saturated) on the mechanical characteristics (τ_c , $\dot{\gamma}_c$ and G_s). As w deviates from LL , the solid shear modulus, the critical stress at which the fluidization occurs and the apparent viscosity in the fluid state decrease, indicating the concomitant loss in rigidity, strength and fluid viscosity. The regular decrease in G_s (and hence in V_S) with

the increase in porosity resulting from the solid clay deconsolidation was previously shown in lab tests (Renalier *et al.*, 2010; Mainsant *et al.*, 2012b) and in the field (Renalier *et al.*, 2010). Flume tests performed on the HA soil (Mainsant *et al.*, 2015), as well as seismic noise monitoring on the PO landslide (Mainsant *et al.*, 2012a) showed a decrease in V_S before the solid-fluid transition. All these results confirm that V_S variations constitute a good indicator for monitoring clayey slopes.

To summarize, this study highlights the important role played by the deviation $w - LL$ on the mechanical characteristics of various clayey soils during the solid-fluid transition. Of particular interest is the relationship obtained between τ_c and $w - LL$ (equation 3). It suggests that the critical shear stress might be evaluated and monitored from w measurements if LL is known. However, in-situ determination of water content in landslides is made difficult by the heterogeneity of the media at the sub-surface (Malet *et al.*, 003b) and by preferential infiltration paths in cracks and along slip surfaces, which may lead to strong spatial variations in w (Bièvre *et al.*, 2011a). Recent development in electrical resistivity processing techniques (Wilkinson *et al.*, 2010, 2015a,b; Chambers *et al.*, 2009; Gance *et al.*, 2016) showed however how the application of ERT (Electrical Resistivity Tomography) can be used to monitor hydrological processes in landslides. In parallel, resistivity-water content relationships have been developed in laboratory, enabling in-situ imaging of w in slopes or embankments (Chambers *et al.*, 2014; Merritt *et al.*, 2016; Supper *et al.*, 2014).

Our tests were performed on soil samples sieved at $400 \mu\text{m}$. This raises the question of results representativeness for field applications. In the introduction, we recalled the distinctive effects of fine and coarse particles on the critical shear stress of suspensions. Although the critical shear stress is known to increase strongly with the fine particle fraction, it also increases (albeit with a much smaller rate) with the content in coarse particles (Ancy et Jorrot, 2001; Ovarlez *et al.*, 2015). In this study, the clayey soils collected at MO, HA and HO naturally have grain sizes smaller than $400 \mu\text{m}$, while the CH, SU and PO landslides contain a significant amount of coarse particles, as discussed in section 2. According to the studies referred above, as well as to the results obtained in the present work, we can expect the presence of these coarser particles in CH, SU and PO clayey soils to increase τ_c and G_s and decrease $\dot{\gamma}_c$. The relations between mechanical parameters and $w - LL$ presented in this paper should therefore be regarded as a first attempt to link the yield stress behavior with simple geotechnical characterizations. Additional experiments involving the use of larger rheometers to test coarser samples would be of great interest to extend the validity range of these relations. Finally, it is interesting to investigate potential relations between the rheological parameters measured in this study and the morphological characteristics of the mud flows or debris-flows events observed in the landslides (table 3.1). A striking feature is that the three landslides that generate the highest mobility flows are HO, HA and MO. They are also characterized by the highest values of $\dot{\gamma}_c$ (lowest apparent viscosity), at low and high water contents (figure 3.7d).

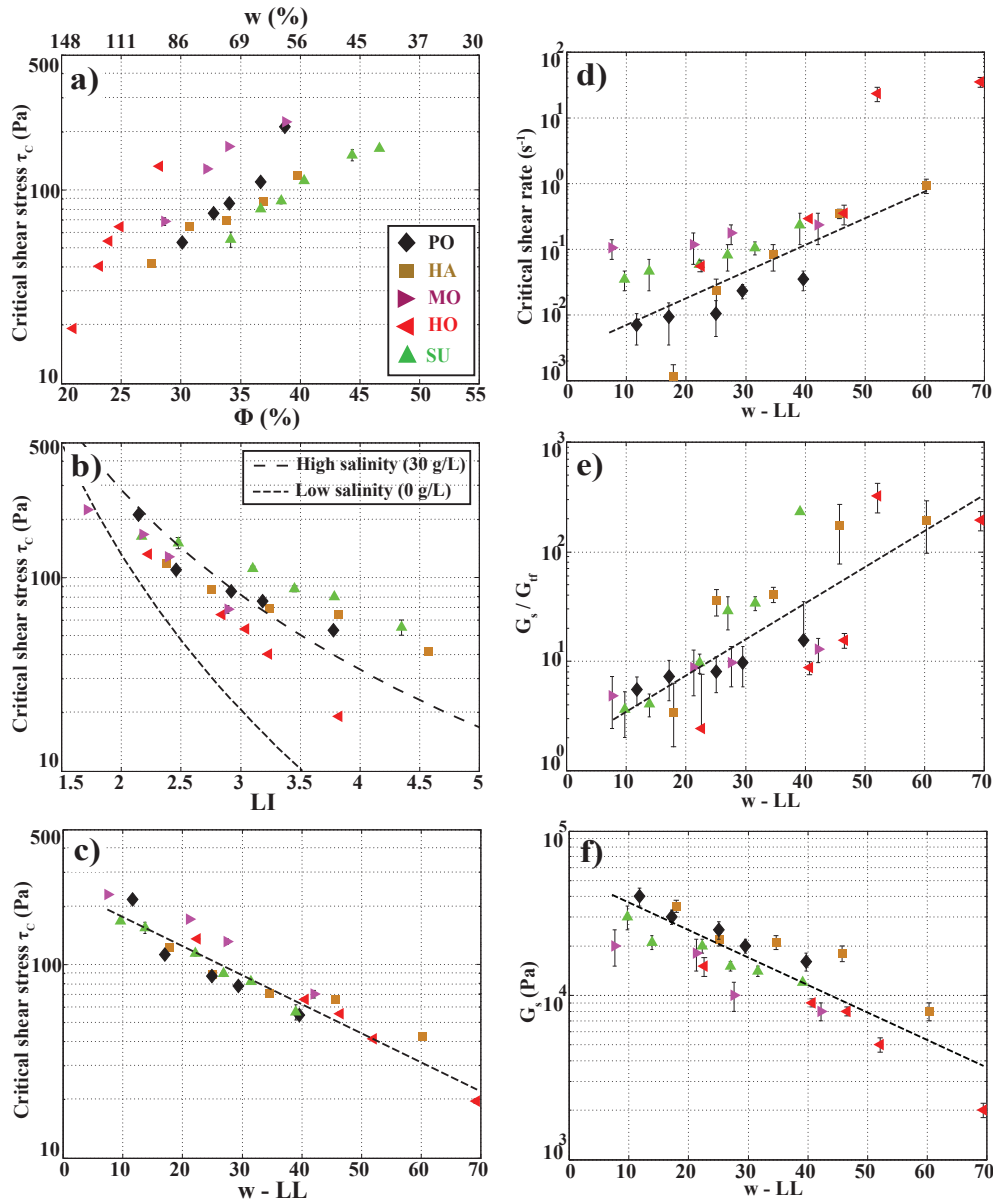


FIGURE 3.7: a, b and c) Variation of the critical shear stress τ_c measured during rheometric creep tests with a) the solid fraction ϕ and gravimetric water content w , b) the Liquidity Index (LI) and c) the deviation of w from the Atterberg Liquid Limit (LL). In b), the power laws describing the evolution of τ_c with LI for high and low salinity (Locat, 1997) are plotted. In c), the exponential law $\tau_c = 246.7 \exp(-0.034(w - LL))$ fits the data with a determination coefficient of 0.91. d, e and f) Variation of three rheometric parameters with the deviation $w - LL$: d) the critical shear strain rate $\dot{\gamma}_c$. e) the ratio of elastic shear modulus between solid and fluid state G_s/G_{tf} . f) the elastic shear modulus at solid state G_s . An exponential law is fitted to describe the evolution of $\dot{\gamma}_c$, G_s/G_{tf} and G_s with $w - LL$. See the text for details.

3.9 Conclusions

The solid-fluid transition in clayey samples collected from six flow-like landslides was studied in laboratory rheometric tests. Creep and oscillation tests were used to measure the critical shear stress τ_c , the critical shear strain rate $\dot{\gamma}_c$ and the elastic shear modulus G at the transition, as a function of the water content w . All soils except the soil at Char d'Osset clearly exhibit a yield-stress fluid behavior. This difference in rheology of Char d'Osset clayey soil has been linked to its low specific surface and cation exchange capacity. The yield stress behavior of the five other soils is associated with bifurcations in viscosity and drops in shear modulus at the solid-fluid transition. Moreover, the larger the amplitude of the viscosity bifurcation, the larger the associated drop in G represented by the ratio G_s/G_{tf} . Results also showed a decrease in critical shear stress and an increase in viscosity bifurcation (measured by $\dot{\gamma}_c$) with higher water content. The most significant result is that all yield-stress soils, despite coming from landslides with very different geomorphologies, obey a common exponential law relating τ_c and the deviation $w - LL$. Similar simple exponential laws were also proposed for the critical shear strain rate and the drop in shear modulus, albeit with lower correlation coefficients. These results reveal that the deviation $w - LL$ is a key parameter controlling the mechanical behavior of these clayey soils at the solid-fluid transition. Other parameters such as the smectite content are likely to influence the fluidization properties as well, and could explain the strong fluidization observed for the Hollin-Hill soil at high water content. Finally, a link has been made between morphological characteristics and rheometric properties, as high mobility earthflows studied in this paper (Hollin-Hill, Harmalière and Montevecchio) seem to exhibit the strongest fluidization, i.e. the highest values of $\dot{\gamma}_c$. This study opens up promising prospects for flow-like landslide monitoring and suggests that w measurements could be used to assess the stress at which a clayey soil of known LL fluidizes. Alternatively, the drop in G could be used as a proxy for predicting the fluidization. These results highlight the potential value of geophysical monitoring (electrical resistivity and shear wave velocity) on landslides to bring some insight in the rheological change in clayey soils.

3.10 Acknowledgements

The authors thank Frédéric Ousset and Hervé Bellot from IRSTEA (rheometric tests), and Martine Lanson and Nathaniel Findling from ISTerre (geochemical and mineralogical analyses) for their assistance. The authors acknowledge financial support from the French VOR federative structure, the ARC project from the Rhône-Alpes region (France) and the CNRS through the INSU-TS-aléas program.

Chapitre 4

Mesures des propriétés géophysiques d'argiles à la transition solide-fluide

Titre original : Measurement of geophysical parameters on clay samples at the solid-fluid transition

S.R. Carrière¹, G. Bièvre¹, D. Jongmans¹, G. Chambon², H. Bellot², T. Lebourg³

¹ Université Grenoble Alpes, CNRS, ISTerre, F-38000 Grenoble

² Université Grenoble Alpes, IRSTEA, UR ETGR Grenoble, France

³ Université de Nice-Sophia Antipolis, Geoazur, F-06560 Valbonne, France

Submitted to Near Surface Geophysics in October 2016

4.1 Introduction et résumé en français

Introduction

Ce chapitre s'insère directement à la suite des essais rhéométriques présentés dans le [chapitre précédent](#), qui a montré le comportement de fluide à seuil et la bifurcation de viscosité qui caractérise la plupart des échantillons argileux testés. Nous nous intéressons cette fois à l'évolution des paramètres géophysiques, la vitesse des ondes de cisaillement V_S et la résistivité électrique ρ , lors de la fluidification du matériau argileux. L'objectif est de mieux comprendre les processus en jeu lors de la transition solide-fluide, et d'étudier l'éventuelle sensibilité du paramètre de résistivité à la fluidification. Pour cela, des mesures électriques ont été effectuées au cours des essais rhéométriques mixtes d'oscillation-fluage afin de suivre l'évolution combinée de V_S et ρ . L'injection d'un courant dans l'échantillon et la mesure du potentiel résultant ont nécessité la modification des pièces du rhéomètre afin de permettre la mesure de la résistivité. Les pièces en métal ont par conséquent été remplacées par des pièces en PVC, un matériau isolant, et des électrodes ont été insérées dans l'embase du rhéomètre.

Dans un premier temps, ce chapitre se consacre à la description et à la calibration de l'appareillage utilisé pour la mesure combinée de V_S et ρ durant les essais rhéométriques. Dans un second temps, l'évolution de ces deux paramètres géophysiques lors de la fluidification du matériau argileux est décrite. Enfin, ces résultats sont interprétés en termes d'arrangement des particules argileuses en utilisant les lois électriques d'Archie et de Waxman-Smits.

Résumé

Le phénomène de fluidification rencontré dans les glissements riches en argiles constitue une menace importante face aux populations et aux infrastructures, et a fait l'objet de nombreuses études pour comprendre son origine rhéométrique. En parallèle, les techniques non-invasives géophysiques appliquées aux glissements de terrain ont connu un développement considérable comme moyen d'estimer les paramètres géotechniques in-situ. Cette étude investigate l'influence de la fluidification sur deux paramètres géophysiques : la vitesse des ondes de cisaillement V_S et la résistivité électrique ρ . Ces deux paramètres sont largement utilisés comme méthodes de monitoring des glissements de terrain du fait de leur sensibilité à la rigidité du matériau et à la teneur en eau, respectivement. Des essais de laboratoire ont été effectués sur des échantillons de sol prélevés sur 5 glissements-coulées se développant dans des formations géologiques très diverses. Un rhéomètre de géométrie plan-plan a été utilisé pour provoquer la fluidification, et V_S a été mesuré pendant des essais mixtes d'oscillation-fluage. Le rhéomètre a été modifié pour permettre la mesure de résistivité électrique en incorporant des électrodes circulaires dans des pièces en PVC. Les résultats montrent que 1) tous les sols sont caractérisés par une chute de V_S à la transition et que 2) la résistivité ρ ne varie pas de façon significative au cours de la fluidification. Ces derniers résultats sont interprétés en termes d'arrangement des particules argileuses en utilisant les lois électriques d'Archie et de Waxman-Smits. L'im-

part de ces résultats sur les techniques de monitoring géophysiques sur les glissements de terrain est discuté.

Mots-clés : argile - transition solide-fluide - vitesse des ondes de cisaillement V_S - résistivité électrique ρ - loi d'Archie

4.2 Abstract

Fluidization occurring in clay rich landslides poses serious threats to populations and infrastructures and has been the subject of numerous studies to apprehend its rheological origin. In parallel, non-invasive geophysical techniques on landslides have known considerable development as a mean to approach in-situ geotechnical parameters. This study investigates the influence of fluidization on two geophysical parameters : the shear wave velocity V_S , and the electrical resistivity ρ . Both parameters are widely used in landslide monitoring as they are sensitive, respectively, to soil stiffness and water content, two key parameters for material fluidization. Laboratory tests were carried out on soil samples collected in five flow-like landslides occurring in very different geological conditions. A plate-plate rheometer was used to provoke fluidization and V_S was measured during oscillatory tests. The rheometer was redesigned for resistivity measurements, incorporating circular electrodes in PVC plates. Results show that 1) all soils exhibit a dramatic drop in V_S at the fluidization and 2) the resistivity does not significantly vary at the solid-fluid transition. These last results are analyzed in terms of clay particles arrangement using the electrical laws of Archie and Waxman-Smiths, and the impact for landslide geophysical monitoring is discussed.

4.3 Introduction

Among landslides, flow-like events pose a significant threat to population and goods, because of their suddenness, high speed and long runouts. One spectacular and dramatic example of such events was the Oso landslide (Washington, USA) that occurred on 22 March 2014 and had a volume of about $8 \cdot 10^6$ m³ (Iverson *et al.*, 2015). The landslide originated on a 180 m high slope made of horizontally bedded glaciofluvial sand-rich layers overlying glaciolacustrine silt-and-clay layers, sending mud and debris across the North Fork Stillaguamish River and killing forty-three people. The horizontal distance travelled by the flow was about 1.7 km, yielding an extremely high mobility $H/L = 0.105$ (height of drop/length of runout). On the basis of the observed deposits, Iverson *et al.* (2015) described the landslide as a debris avalanche flow or sand/debris flowslide, according to the classification proposed by Hungr *et al.* (2014). Similar rapid events may also occur in clay-rich material, generating mudflows and clay flowslides. Such solid-fluid transition in clayey deposits has been widely reported all over the world in various geological contexts (Angeli *et al.*, 2000; Picarelli *et al.*, 2005; Eilertsen *et al.*, 2008; van Asch et Malet, 2009; Gomberg *et al.*, 2011; Bièvre *et al.*, 2011b; Gattinoni *et al.*, 2012).

Whatever the material type, the solid-fluid transition requires a dramatic evolution of mechanical properties during the landslide process (Mainsant *et al.*, 2012b; Iverson et George, 2016). In frictional materials, fluidization is generally related to the increase in pore water pressure and modelled through elastoplastic constitutive laws (Iverson, 2005). Iverson et George (2016) recently used a new depth-integrated computational model for analyzing the Oso landslide dynamics, in which fluidization is controlled by pore-pressure feedback that depends on the initial soil state. The simulations showed that differences in initial soil conditions might favor positive or negative pore-pressure feedback, generating a landslide mobility bifurcation. In contrast, non-frictional materials like clays are usually considered to obey a yield-stress fluid behavior at the transition, for which fluidization occurs when the shear stress exceeds a critical stress τ_c specific to the material for a given water content w Ancy (2007). Numerous laboratory rheometric tests were performed to characterize the clay properties around and over the liquid limit LL (Coussot, 2005; Bardou *et al.*, 2007; Khaldoun *et al.*, 2009; Mainsant *et al.*, 2012b, 2015). In addition to the mentioned yield-stress behavior, clays often exhibit thixotropy with the occurrence of an abrupt viscosity bifurcation at the solid-fluid transition and with the existence of a critical strain rate ($\dot{\gamma}_c$) below which the material cannot flow. The change in apparent viscosity at the transition may vary from 10^6 in glaciolacustrine clays (Mainsant *et al.*, 2012b) to more than 10^6 in sensitive clays, explaining the occurrence of sudden flow-like events in clay-rich materials when the critical stress is exceeded.

As it is not possible to measure in-situ the rheological parameters, finding indirect geophysical markers of the processes leading to the fluidization is a major goal for monitoring landslides in clay materials. Even if geophysical techniques do not provide mechanical properties, but instead some physical parameters of soils (e.g., density, P-wave and S-wave velocities, electrical resistivity, etc.), ground-based geophysics provide valuable information about the subsurface physical properties and their evolution, pending that geophysical parameters could be linked to mechanical or geotechnical properties. The first geophysical parameter of interest is the shear wave velocity (V_S), which is widely used in geotechnical and earthquake engineering for characterizing the rigidity of soils (Hunter *et al.*, 2002; Salloum *et al.*, 2014). With the development of ambient vibration studies, V_S can be tracked over time and is now of major importance for detecting and characterizing changes in active geological structures such as fault areas, volcanoes and landslides (Brenquier *et al.*, 2008; Campillo *et al.*, 2011; Larose *et al.*, 2015). In clayey landslides, field and laboratory studies on the Trièves clay have shown that V_S is most sensitive to clay deconsolidation resulting from the slide and decreases when the void ratio increases, highlighting the interest of monitoring V_S as a marker of the landslide activity (Jongmans *et al.*, 2009; Renalier *et al.*, 2010). Oscillatory Creep tests performed during rheometric experiments on the Trièves clay showed that the linear elastic shear modulus G , which is directly related to V_S , underwent a severe drop concomitant with the viscosity bifurcation observed at the critical stress (Mainsant *et al.*, 2012b) and can be used as a marker of fluidization. Consistently, ambient vibration monitoring of the Pont-Bourquin landslide (Switzerland) showed a ≈ 50 % drop in V_S (from 360 to 200 m.s⁻¹) at the base of the landslide a few days before the occurrence of a mudflow (Mainsant *et al.*, 2012a). The second geophysical parameter widely used for landslide

investigation is the electrical resistivity ρ that is sensitive to soil nature, water content, porosity and water salinity (Reynolds, 1997). In recent years, the Electrical Resistivity Tomography (ERT) method has been applied in landslide-affected areas for locating the rupture surface, reconstructing the landslide geometry and detecting infiltration areas with high water content (for a review, see Jongmans et Garambois (2007) and Perrone et al. (2014)). Considering the role played by water in the triggering and/or reactivation of landslides and the sensitivity of electrical resistivity to water content, time-lapse ERT (or 4D) monitoring has considerably developed to detect changes in water content in unstable clayey slopes (Lebourg et al., 2010; Bièvre et al., 2011a; Travelletti et al., 2012; Chambers et al., 2014; Supper et al., 2014). Electrical monitoring at two landslide sites in Austria showed that small displacement events were preceded by rainfalls and by a significant decrease in resistivity probably resulting from water infiltration (Supper et al., 2014).

In parallel, numerous laboratory tests were performed to study the electrical properties of various types of clay soils (Abu-Hassanein et al., 1996; Revil et al., 1998; Fukue et al., 1999; Glover et al., 2000; Russell et Barker, 2010). Clay soil conductivity (or resistivity) results from two types of electrical conduction : the electrolytic conduction generated by the ion displacement in the partially-filled pores, and the surface conduction resulting from the existence of an electrical double layer at the vicinity of clay particles, due to the negative charges on their surface. Several empirical or semi empirical relationships were calibrated from these experiments (Waxman et Smits, 1968; Clavier et al., 1984; Kalinski et Kelly, 1993; Shah et Singh, 2005), proposing the resistivity to vary with the soil water content or saturation degree, the porosity or compaction, the fluid resistivity, the clay content, the cation exchange capacity, etc. Regarding clay specifically, several micro-structural models with multiphasic properties were also derived (Fukue et al., 1999; Beck et al., 2011), where the clay resistivity depends on the pore fluid resistivity but also on the particle geometric arrangement and on the connectivity of adsorbed water. Whatever the models, electrical measurements on clayey soils show that resistivity could be a good indicator of water content, all other parameters being unchanged (Merritt et al., 2016). These results allow for a quantitative interpretation of time-lapse electrical images in terms of water content variations (Chambers et al., 2014). Although laboratory measurements were made in different conditions (distilled water or water at a given salinity, saturation or non-saturation of the samples), the obtained curves usually show a regular decrease in resistivity with water content (Abu-Hassanein et al., 1996; Tabbagh et Cosenza, 2007; Russell et Barker, 2010; Chambers et al., 2014; Merritt et al., 2016), providing the opportunity for monitoring water content values as they approach the liquid limit LL . Most of these measurements were conducted in the solid state, i.e. below the liquid limit. To our knowledge, the only study covering a large water content range (from $w < PL$ (Plastic Limit) to $w > LL$) is that of Fukue et al. (1999) who measured the resistivity of two clays saturated with distilled water and showed that most of the resistivity decrease occurred around PL and that a small increase in resistivity could occur over LL . These results suggest that a change in resistivity could be observed at the solid-fluid transition.

The main objective of this paper is to study the change in two geophysical parameters V_S and ρ at the solid-fluid transition for various clays showing flow-like movements in the field. Five clayey landslides having experienced at some point flow-like behaviors were selected : Harmalière (Bièvre *et al.*, 2011b), Super-Sauze (Malet *et al.*, 2005), Char d'Osset in the French Alps (Barféty *et al.*, 1997), Hollin-Hill in England (Chambers *et al.*, 2014) and Pont-Bourquin in Switzerland (Jaboyedoff *et al.*, 2009b). Clay samples were submitted to rheometric tests in laboratory, allowing both V_S and ρ measurements to be made during the provoked solid-fluid transition for water contents above the liquid limit. Results show that the two geophysical parameters have a totally different behavior. The electrical data are interpreted using commonly applied laws.

4.4 Methods and laboratory experimental device

4.4.1 Geotechnical and mineralogical characterization

Clayey soils were collected at a depth of approximately 0.3 m on the five landslides and were characterized using geotechnical tests (particle size distribution and Atterberg limits) and mineralogical tests (X-Ray diffraction, Cation Exchange Capacity). First, all clayey samples were sieved to remove all particles with a size greater than 400 μm and particle size distributions were measured using a laser Malvern Mastersizer 2000 granulometer. X-Ray diffraction patterns were recorded from randomly oriented powders using a Bruker D8 diffractometer equipped with a SolXE Si(Li) solid-state detector (Baltic Scientific Instruments). Data were collected during 8 s per 0.025° 2θ step over the $5-90^\circ$ 2θ Cu $K\alpha$ angular range. Quantitative phase analysis was subsequently performed from the Rietveld refinement of the data using the BGMN code, its Profex interface, and the associated mineral database (Doebelin *et Kleeberg*, 2015). No attempt was made to quantify amorphous material, which is possibly present in the samples. Cation Exchange Capacity (*CEC*) was measured after exchange with cobaltihexamine and dosage of its residual concentration in the equilibrium solution using a UV-visible spectrophotometer and cobaltihexamine ion absorption band at 472 nm. The *CEC* is expressed in milliequivalents (meq) per 100g of dried solid. Atterberg limits were measured on the 400- μm sieved samples using the cup apparatus for the Liquid Limit (*LL*) and the rolling test method for the Plastic Limit (*PL*), applying French norm NF-P 94-051. Plasticity Index *PI* was calculated from the following formula : $PI = PL - LL$. Soil gravimetric water contents w were obtained by calculating the ratio M_w/M_s where M_w and M_s stand for the mass of water in the sample and the mass of dried soil, respectively. Density measurements D were done by drying soil-filled cylinders of known volumes. Finally, Methylene Blue (*MB*) absorption tests were conducted to determine the specific surface areas S_s of the clay samples (Santamarina J.C *et E.*, 2002) using French norm NF-P 94-068.

4.4.2 Rheometric characterization

Rheometric experiments were conducted using a Bohlin-CVOR instrument with a 60 mm parallel-plates geometry. The gap between the plates was kept constant at 3600 μm for all tests. This value, approximately ten times larger than the maximum grain size in the samples, enabled consideration of a continuous material at the scale of the rheometer. The tests were carried out in an air-conditioned room, and the temperature of the samples was maintained constant at 21 °C during the experiments. Before each test, the samples were pre-sheared at a strain rate of 50 s^{-1} for 20 s and then left at rest for 10 s to ensure a reproducible initial state. The samples at different water contents were prepared by mixing the dried soil with distilled water in a blender. Due to tests feasibility, rheometric experiments were conducted with samples at water contents 5 to 10 % higher than the liquid limit to avoid appearance of cracks in the samples.

Two kinds of tests were conducted in this study : Standard Creep tests (SCr) and Oscillatory Creep tests (OCr). SCr tests consist in following the trend of the shear strain rate (in s^{-1}) for a given applied shear stress, during the time of the test (Coussot, 2005). They allow the critical shear stress τ_c at which the sample fluidizes to be evaluated. Figure 4.1a illustrates an example of such SCr tests conducted on Harmalière sample at a water content $w = 64.2\%$, and applying shear stresses of 50, 60, 70, 75, 85 and 90 Pa, respectively. At low shear stress (50 and 60 Pa), the shear rate tends towards low values, below 10^{-4} s^{-1} , indicating the solid state of the sample. A dramatic change in rheometric behavior is observed between the tests at 75 and 85 Pa, revealing the fluidization of the sample for a critical shear stress estimated at 80 Pa approximately. When fluidization occurs, the shear rate tends towards a constant, higher value, here approximately equal to $2 \cdot 10^{-2} \text{ s}^{-1}$. Moreover, thixotropic effects can be observed as the shear rate measured at 75 Pa takes some time to decrease towards the low value (10^{-4} s^{-1} indicating the solid state). Such behavior illustrates aging and rejuvenating effects which are known to take place into clay mixtures (Coussot *et al.*, 2005).

OCr tests consist in superimposing small stress oscillations to a constant creep shear stress in order to capture the evolution of G during the creep. As $G = D V_S^2$ (where D is the density in $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ and V_S is in $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$), the measured changes in G are directly correlated to changes in V_S . Shear wave velocities V_S were therefore deduced from density measurements and elastic shear modulus (G) measurements made during rheometric OCr tests. The amplitude of the stress oscillations imposed on the samples during OCr tests was chosen to be roughly equal to one tenth of the critical stress τ_c in order to remain in linear elastic regime. The oscillation frequency was fixed to 5 Hz in order to be in a regime where the viscoelastic storage modulus is independent of the frequency and can be identified to the elastic shear modulus G of the clayey soil (Mainsant *et al.*, 2012b). Results of OCr tests conducted on the Harmalière sample at $w = 64.2\%$ are shown in figure 4.1b, for applied mean shear stress of 50, 60, 70, 75, 83 and 90 Pa, respectively. For low shear stresses (50, 60 or 70 Pa), V_S tends towards relatively high values, approximately equal to $4 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$, while a drop of one order of magnitude ($< 0.4 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$) is detected at 75 Pa indicating the fluidization of the sample. This means that the

applied shear stress is approximately equal to the critical shear stress determined from the SCr tests (80 Pa). The small difference in τ_c between SCr and OCr tests is most presumably due to the small stress oscillations applied on the sample during the OCr tests, inducing small changes in rheology.

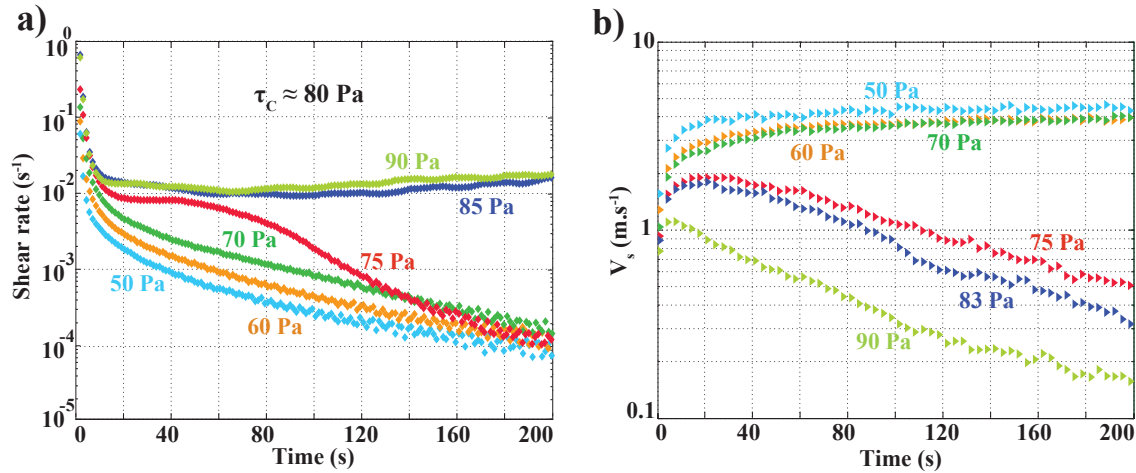


FIGURE 4.1: Rheometric tests conducted on Harmalière samples at a water content $w = 64.2\%$. a) Standard Creep tests (SCr). The shear strain rate versus time curves allow to evaluate the critical shear stress τ_c at which fluidization occurs ($\tau_c \approx 80$ Pa), as shown by the change of shear rate trend curves around this shear stress. b) Oscillatory Creep tests (OCr). The V_s versus time curves show a drop in V_s below the critical shear stress (between 70 and 75 Pa). See text for details.

4.4.3 Rheometric device for electrical measurements

Monitoring the resistivity in clayey samples during rheometric experiments requires specific equipment allowing injection of electric current and measurement of electric potential difference. The original metallic plates of the rheometer were replaced by plates with the same size, made of an electrically insulating material (PVC). Figures 4.2a and b show the top and the cross sectional views of the device, respectively. Both upper and lower PVC plates were roughened to prevent slip during the tests. Four stainless-steel circular wires (with a diameter of 1 mm) acting as electrodes were inserted into triangular-shape slots cut in the lower plate that is immobile during the rheometric experiments. The electrode circular configuration ensures that the rotational movement of the upper plate (figure 4.2b) has no effect on the electrical measurement in the clayey material. The slots were filled with conductive silver paint to ensure the contact between electrodes and clay (figure 4.2b).

Figure 4.2c displays the electrical layout with the injection and potential electrodes (in red and blue, respectively). The sample resistance (R) is determined using the formula

$R = \Delta V / I$, where I is the injected current and ΔV is the potential difference. The current I is imposed by applying a square signal voltage $-1/+1$ V with an oscillator at the ends of the electrical circuit (figure 4.2c). The current I is monitored through the voltage acquisition U_R across a resistor ($R_{resistor} = 250 \Omega$) using $I = U_R / R$, and the considered potential difference ΔV is the voltage acquisition U_{MN} across the potential electrodes M and N (figure 4.2c). Voltage measurements are carried out using an acquisition card 6062E National Instruments. Figure 4.2d shows typical U_R and U_{MN} time series measured during a OCr rheometric experiment (Harmalière clay, water content $w = 57 \%$) lasting 500 s. The 60-s measurement cycle includes two 15-s acquisition periods with a polarity reversal ($I, -I$), separated by two periods with no injection ($I=0$) (figure 4.2d). This sequence has been designed to avoid the effect of polarization caused by unidirectional current at the electrodes. While U_R is relatively constant and stable (± 0.25 V in figure 4.2d), U_{MN} shows a gradual increase to reach a steady state value (± 0.15 V) when the current is switched on. Resistance values R are calculated for each cycle, averaging the two stabilized absolute values of U_R and U_{MN} to eliminate possible remaining polarization effect. The resolution of the acquisition card yields an uncertainty of 1 % on the resistance value of the measured sample.

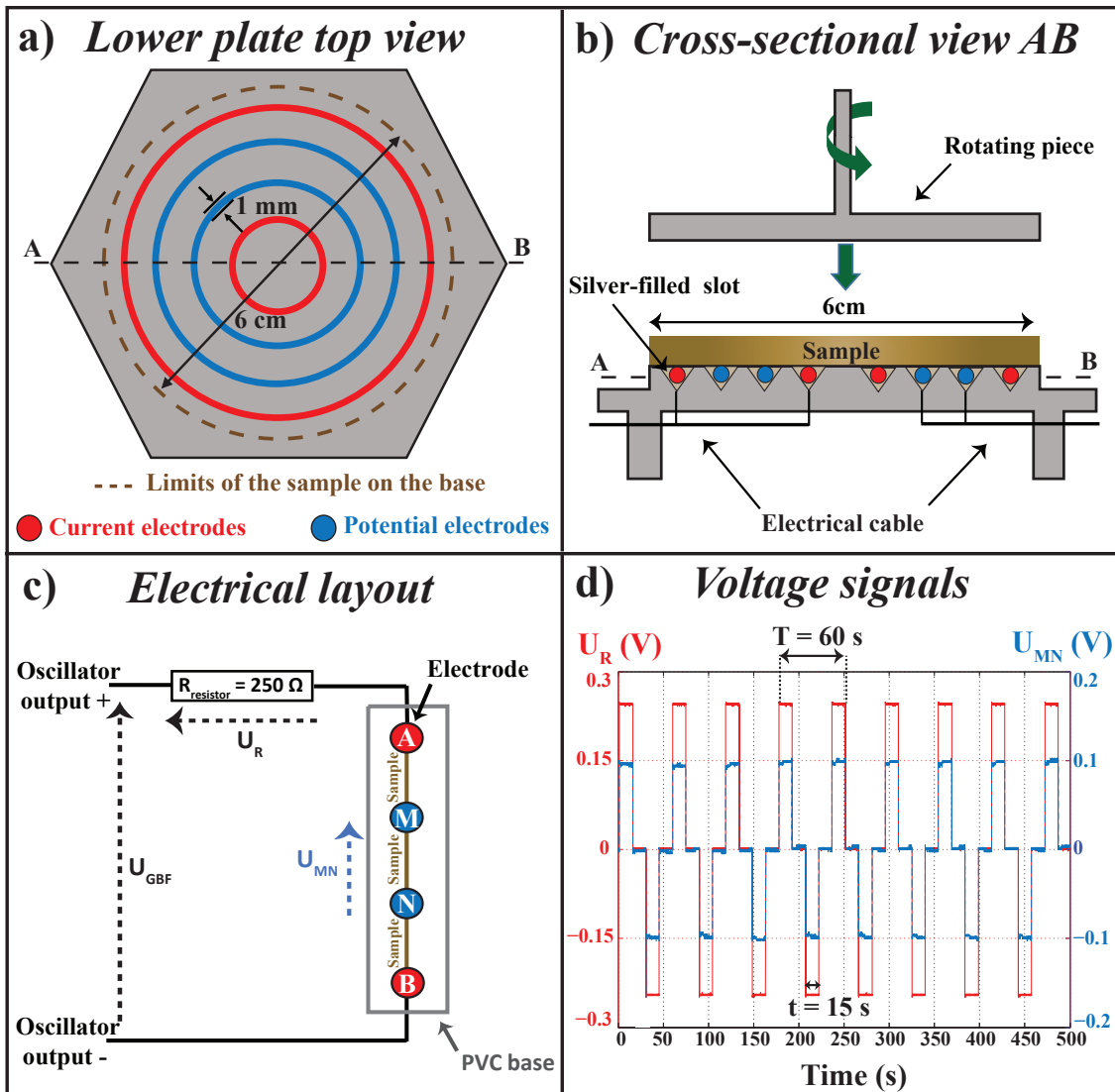


FIGURE 4.2: Schematic views of the PVC plates and electrical layout. a) and b) Schematic top and cross sectional views of the electrically-insulated-PVC rheometric plates for resistivity measurements. Four circular inserted wires allow the injection of current (red) into the clay and the potential measurement (blue) needed for resistivity calculation. c) Schematic view of the electrical circuit. Current is injected into the system by application of an oscillator-supplied voltage. Its value is evaluated by monitoring the voltage U_R across the resistor ($R_{resistor} = 250 \Omega$). U_R , and U_{MN} are monitored with an acquisition card 6062E from Nation Instruments. d) View of the measured signals U_R and U_{MN} for the Harmalière sample at $w = 57 \%$. (see text for details).

The quality of the rheometric and electrical measurements acquired with this new layout was assessed. First, inserting the steel wires into the PVC allows keeping the plate plane so that the rheometric tests should be little affected by the electrode array during the shear. Rheometric creep tests with this new apparatus were compared with those performed with the original metallic plates. The results are illustrated on figure 4.3, with rheometric creep tests carried out with both tools on the same Harmalière sample at a water content $w = 57\%$, for two stress levels respectively below (70 Pa) and above (150 Pa) the critical shear stress. The responses obtained for the same stress are very similar, validating the use of PVC plates for rheometric tests. Second, although resistance measurements can be performed using only two electrodes (Fukue *et al.*, 1999; Sheffer *et al.*, 2007), the use of a four-electrode array (like in this study) reduces noisy effects that could result from galvanic contacts and electrode polarization phenomena (Beck *et al.*, 2011). The circular configuration for the electrodes allows to diminish notably the contact resistance for better quality electrical measurements. Contact resistance between the four successive electrodes were measured using a SYSCAL R1+. Values of approximately $5\text{ k}\Omega$ were obtained and are considered low enough for stable current injection and accurate measurements (Beck *et al.*, 2011). Finally, comparisons between resistance measurements made by this dedicated electrical circuit and commercial resistivimeters (SYSCAL R1+ and ABEM Terrameter LS) did not show noticeable differences.

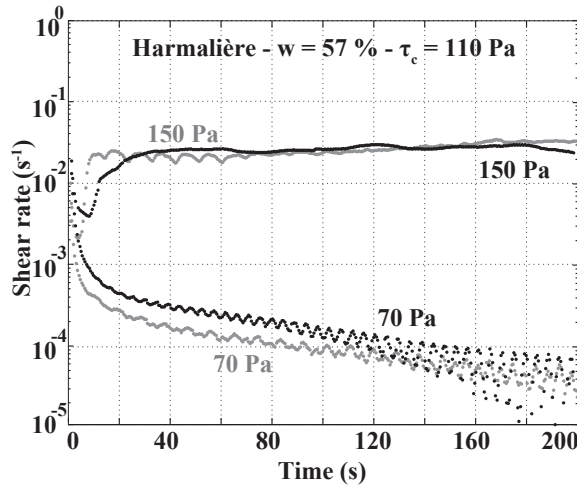


FIGURE 4.3: Rheometric creep tests carried out with the PVC (grey points) and the metallic plates (black points). On both devices, the rheometric behavior of the studied Harmalière sample ($w = 59.3\%$) is consistent, with small differences due to test repeatability.

Converting resistance value R to resistivity $\rho = K.R$ is necessary to characterize the clay sample and requires the calculation of the geometric factor K that depends on the electrode array and the sample geometry (Marescot *et al.*, 2006; Beck *et al.*, 2011). The geometric factor was determined numerically and experimentally. Modeling

was performed applying the method proposed by Marescot *et al.* (2006), using the Finite Element Software Comsol Multiphysics (<http://www.comsol.com>) with triangular finite elements. The model mimicking the rheometric test uses axial symmetry to account for the circular geometry of the experimental device. The model geometry, as well as the boundary conditions, are shown in figure 4.4a where the symmetry axis is represented by a black dotted line at radius $r = 0$. The meshing (see the zoom around one slot in figure 4.4a) includes 11,460 domain elements in total, with a minimum element size of $1 \cdot 10^{-10}$ m, a maximum element growth rate of 1.1 and a maximum element size of $3 \cdot 10^{-4}$ m. Three materials with resistivity values taken from the literature were considered in the simulation : steel for the wires (resistivity $\rho = 6.9 \cdot 10^{-7} \Omega.m$), silver for the slots in the lower plate ($\rho = 1.5 \cdot 10^{-8} \Omega.m$) and clay ($\rho = 10 \Omega.m$). Neumann conditions ($I=0$) have been imposed on the model boundaries to take into account the presence of PVC plates and air (figures 4.2 a and b). An electric potential of ± 1 V was applied to the current electrodes (in red in figure 4.4a) and the current and equipotential lines were simulated in the model. The geometric factor K was computed using the formula $\rho = K.R = K.\Delta V/I$, where ΔV is the potential difference between the two blue circular electrodes (figure 4.4a). A value $K = 0.0347$ m was obtained through numerical modeling. In parallel, experimental measurements were conducted using the methodology proposed by Beck *et al.* (2011). The clay was replaced by water of known resistivity in the device and resistance measurements were performed on eight water samples with various NaCl concentrations, using an ABEM resistivimeter and repeating three to five times the measurements for error estimation. The water resistivity was measured using a resistivity probe with an error of less than 1 %. The values of R (with error bars) are plotted versus the water resistivity ρ in figure 4.4b. The data follow a linear trend and the least-square linear regression yields $K = 0.0343$ m with a determination coefficient of 0.98. A difference of 1 % was therefore obtained between the numerical and experimental approaches, and a mean value of $K = 0.0345$ m was considered for the geometric factor during rheometric experiments.

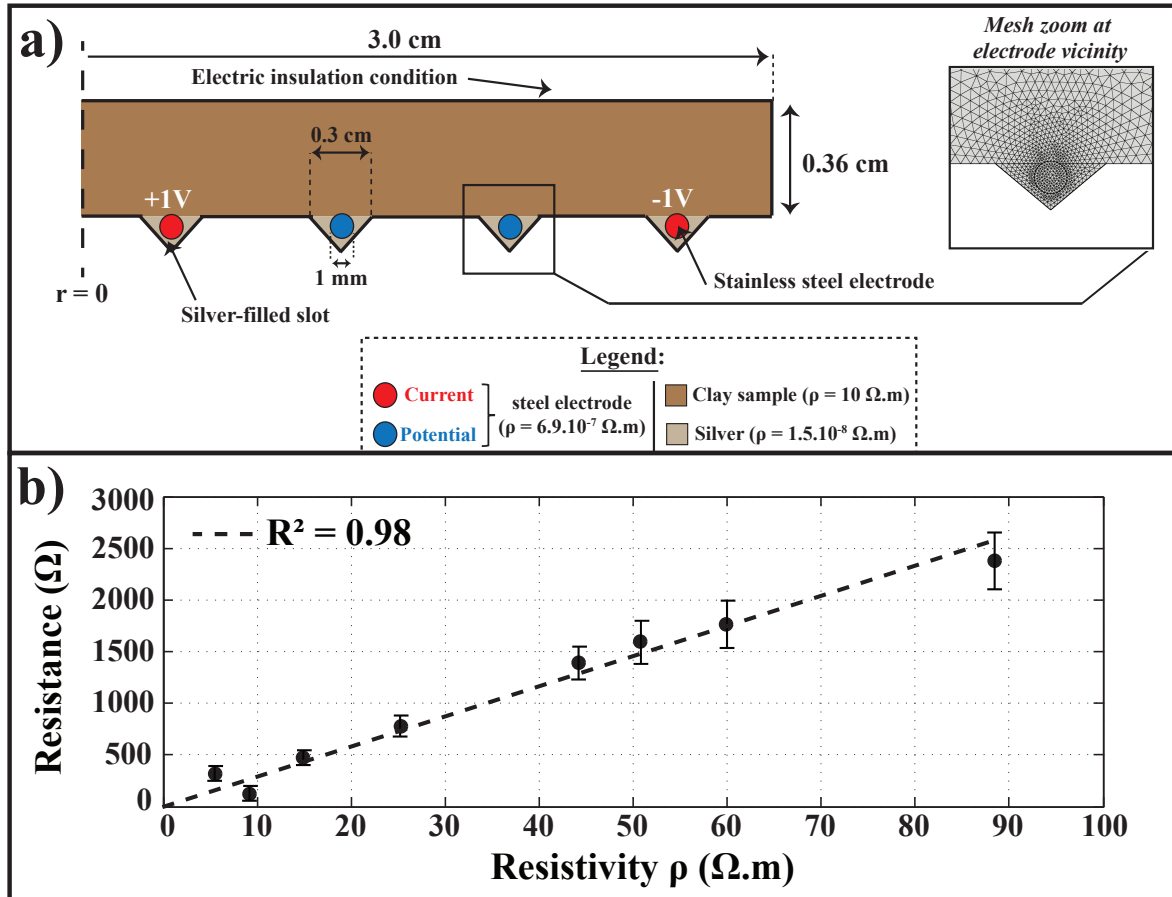


FIGURE 4.4: Determination of the electrode array geometric factor K . a) By numerical simulation. Description of the axisymmetrical model (Comsol Multiphysics). External boundaries are electrically insulated (black continuous lines). Voltages are imposed on the external and internal electrodes (in red), respectively. Resulting current and potential allow the calculation of the geometric factor K using the formula $\rho = K \cdot \Delta V / I$ with ΔV the voltage between the two potential electrodes (in blue) and I the current going through the system. A value of $K = 0.0347$ m is found. b) K determination using eight solutions of known resistivities. Resistance measurements yield a value of 0.0343 m, with a high determination coefficient $R^2 = 0.98$.

4.5 Soil characterization

The five landslides studied in this study developed in geological formations of various ages, from Callovo-Oxfordian to Quaternary, and they exhibit a large variety of shapes, surfaces and volumes. The Char d'Osset and Super-Sauze samples are described as clayey soils containing a high proportion of rocks and debris while the three other samples are characterized as clayey soils with low content of rocks. The laser granulometric measurements performed on the five soils allow to have a better insight in the grain size distribution of the materials. For the sake of clarity, only the $D2$ (the percentage of grains going through a $2\ \mu\text{m}$ sieve) of each soil is presented in Table 4.1 of this paper. Grain size distributions exhibit strong differences, with Hollin-Hill, Harmalière and Super-Sauze, soils having a high proportion of particles below $2\ \mu\text{m}$ ($D2$ from 20 to 15 %). Char d'Osset and Pont-Bourquin soils are much coarser, with only 3 to 6 % of particles lower than $2\ \mu\text{m}$ respectively. Atterberg plastic limits PL range from very low (16.8 % for Char d'Osset) to high (47.7 % for Hollin-Hill), with LL varying between 26.7 % for Char d'Osset and 73.3 % for Hollin-Hill. According to the Unified Soil Classification System (USCS), four samples are considered as low to medium plasticity clayey soils (Char d'Osset, Super-Sauze, Harmalière and Pont-Bourquin), while Hollin-Hill is considered as a high plasticity clayey soil. Two soils are classified as organic (Hollin-Hill and Pont-Bourquin). CEC tests also result in wide variations between the samples. Again, Hollin-Hill soil exhibits the highest values with a CEC of $28.6\ \text{meq}\cdot 100\text{g}^{-1}$. In contrast, the Char d'Osset sample is characterized by low CEC ($3.5\ \text{meq}\cdot 100\text{g}^{-1}$). In terms of mineralogical composition (Table 4.1), most of the soils are made of a significant percentage of quartz and micas, from 41.9 % (Hollin-Hill) to 71.3 % (Pont-Bourquin), with a percentage of clay minerals (all phyllosilicate but di-octahedral micas) varying between 4.3 % (Super-Sauze) and 45.6 % (Hollin-Hill). In summary, the soils collected at the six landslide sites exhibit strong differences in terms of geotechnical properties and mineralogical composition. Hollin-Hill is the soil with the highest swelling potential, as shown by the large values CEC . It also exhibit the highest values of PL and LL , indicating a high plastic potential as well. Harmalière soil has PL and LL values lower than those at Hollin-Hill, but shows relatively high CEC and S_s values. Super-Sauze and Pont-Bourquin are soils of medium range, with intermediate CEC , S_s , PI and LL values. Finally, Char d'Osset soil has the lowest CEC , S_s , PI and LL values.

4.6 Geophysical measurements during rheometric tests

	Harmalière	Pont-Bourquin	Super-Sauze	Hollin-Hill	Char d'Osset
$D_2(\%)$	20	6	15	16	3
Plastic limit PL (%)	22.1 +/- 0.2	32.8 +/- 0.7	21.4 +/- 0.9	47.7 +/- 0.8	16.8 +/- 0.4
Liquid limit LL (%)	39.0 +/- 0.2	47.7 +/- 0.9	33.3 +/- 0.8	73.3 +/- 1	26.7 +/- 1
Specific surface ($m^2.g^{-1}$)	45.1 +/- 0.3	29.2 +/- 0.3	29.6 +/- 1	80.1 +/- 4.2	5.7 +/- 0.5
CEC ($meq.100g^{-1}$)	17.0	9.9	6.2	28.6	3.5
XRD (in %)					
Quartz	18.9	16.5	23.9	21.8	20.9
Di-octahedral Micas	28.9	54.8	37.3	20.1	33.4
Clay minerals	16.3	9.9	4.3	45.6	15.2
Others	35.9	18.8	34.5	12.5	30.5

TABLE 4.1: Geotechnical and mineralogical characteristics of the 6 soil samples. D_2 represents the soil fraction below $2 \mu m$. The complete XRD results are presented in [appendix G](#).

4.6 Geophysical measurements during rheometric tests

Standard Creep (SCr) and Oscillatory Creep tests (OCr) were carried out on the five soils for five water contents w above the liquid limit LL . SCr tests allowed the determination of the critical shear stresses. OCr tests were conducted with applied mean shear stresses above and below the τ_c value determined by SCr tests in order to evaluate the possible drop of V_S at the fluidization. Resistivity measurements were carried-out during the OCr tests on the basis of the procedure described in the methods section. As the aim of this paper is to focus on the evolution of V_S and ρ data at the fluidization, detailed results of SCr tests are not presented. Shear strain rate versus time curves carried out on the five soils presented however comparable trends as those shown in [figure 4.1](#) for Harmalière sample at $w = 64.2 \%$. [Figure 4.5](#) shows representative results of V_S and ρ measurements for two values of w on Harmalière soils. For the sake of clarity, only two tests are always presented in each graph, so that the V_S and ρ trends can be easily observed. The type of marker specifies the type of measurement : triangles for ρ , and points for V_S . The relatively low number of points in ρ datasets are due to the 15-s time windows required to obtain stable voltage measurements on U_R and U_{MN} channels ([figure 4.2d](#)). Blue and red colors correspond to tests for which the mean shear stresses applied to the samples were below and above the critical shear stress,

respectively. For example, OCr tests conducted on the Harmalière sample at $w = 57\%$ (figure 4.5a) have mean shear stresses of 100 Pa and 200 Pa for a critical shear stress determined from SCr tests approximately equal to 118 Pa. It was chosen to carry out OCr tests at least 10 to 20 Pa below and above τ_c to avoid as much as possible thixotropic effects disturbing V_S and ρ measurements. V_S curves shown on figure 4.5a exhibit similar evolution as the one presented in Figure 4.1b, with V_S converging towards high values (4-5 $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$) when $\tau < \tau_c$, and dropping to low values (towards, or below 1 $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$) when $\tau > \tau_c$. Corresponding ρ measurements carried out during the OCr tests show however no specific variations, whatever the state of the sample (solid or fluid). When looking at the results obtained on Harmalière sample at $w = 73.7\%$, similar observations can be made : no resistivity variations are exhibited between solid and fluid state, although the resistivity has increased from 6 $\Omega\cdot\text{m}$ at $w = 57\%$ to 9 $\Omega\cdot\text{m}$ at $w = 73.7\%$. The other noticeable difference can be seen on the V_S evolution at fluid state, where the V_S value takes more time to decrease than what was observed for Harmalière sample at $w = 57\%$. This particular behavior could be due to some transient thixotropic effect taking place even above the critical shear stress and slowing the fluidization.

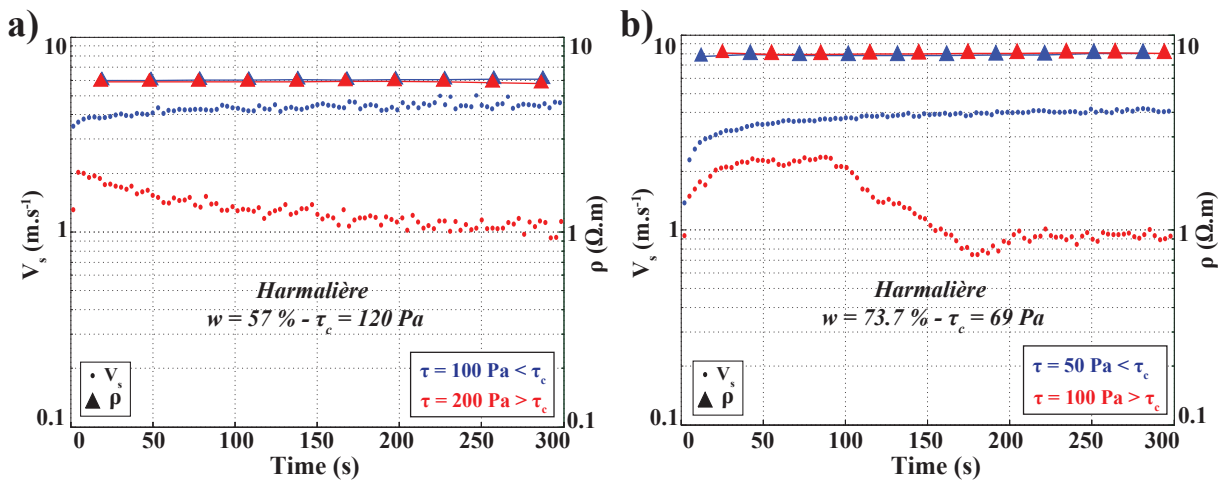


FIGURE 4.5: V_S and ρ versus time measured during OCr tests on Harmalière samples for two water contents $w = 57\%$ (a) and $w = 73.7\%$ (b). Blue points represent V_S values recorded during an OCr test for which the applied shear stress was below the critical shear stress τ_c . Corresponding resistivity measurements are blue triangles. Equally, red points and triangles correspond to V_S and resistivity values recorded during an OCr test for which the applied shear stress was above the critical shear stress τ_c . While the crossing of τ_c corresponds to a drop in V_S , no change of resistivity is recorded between solid and fluid state.

Similar OCr tests with resistivity measurements are presented on figure 4.6, with results of Pont-Bourquin, Super-Sauze, Hollin-Hill and Char d'Osset measurements for two water contents w . Similar to what was observed for Harmalière soil on figure 4.1

and figure 4.5, crossing the critical shear stress induces a drop in V_S , usually from 4-5 m.s^{-1} to less than 1 m.s^{-1} . These results are consistent with previous studies and the zero theoretical value of V_S in a fluid (Mainsant *et al.*, 2012b, 2015). Thixotropic effects, with a late drop in V_S , can also be observed for Super-Sauze and Char d'Osset samples. Furthermore, the drop in V_S at the transition appears to be increasing with the water content w for some of the soils, but not all. For example, Harmalière samples at $w = 57\%$ and $w = 73.7\%$ (figures 4.5a and b) do not show an increase in the drop of V_S , as the V_S value at fluid state is approximately equal to 1 m.s^{-1} for both water contents. Similar results are obtained for Pont-Bourquin samples (figure 4.6a and b) and Char d'Osset samples (figures 4.6g and, h). However, looking at the results of Super-Sauze (figures 4.6c and d) and Hollin-Hill (figures 4.6e and f) lead to different observations. In the case of Super-Sauze samples, the V_S values at fluid state drop from 0.8 m.s^{-1} at $w = 55.6\%$ to less than 0.2 m.s^{-1} at $w = 64.9\%$. For Hollin-Hill, V_S values at fluid state drop from 1 m.s^{-1} at $w = 95.9\%$ to almost 0.1 m.s^{-1} at $w = 125.4\%$. Although only two V_S curves are displayed for each water content of the tested soils, these observations in drop of V_S are consistent with what has been shown in a previous paper (Carrière *et al.*, 2016). They tend to show the influence of w on the amplitude of the fluidization and on the drop of V_S . Finally, the analysis of the resistivity curves on Pont-Bourquin, Super-Sauze, Hollin-Hill and Char d'Osset samples yield similar results as for Harmalière samples, as no change in resistivity can be observed between the solid or fluid states. Only an increase of resistivity with w can be seen on all samples, as what was already observed for Harmalière.

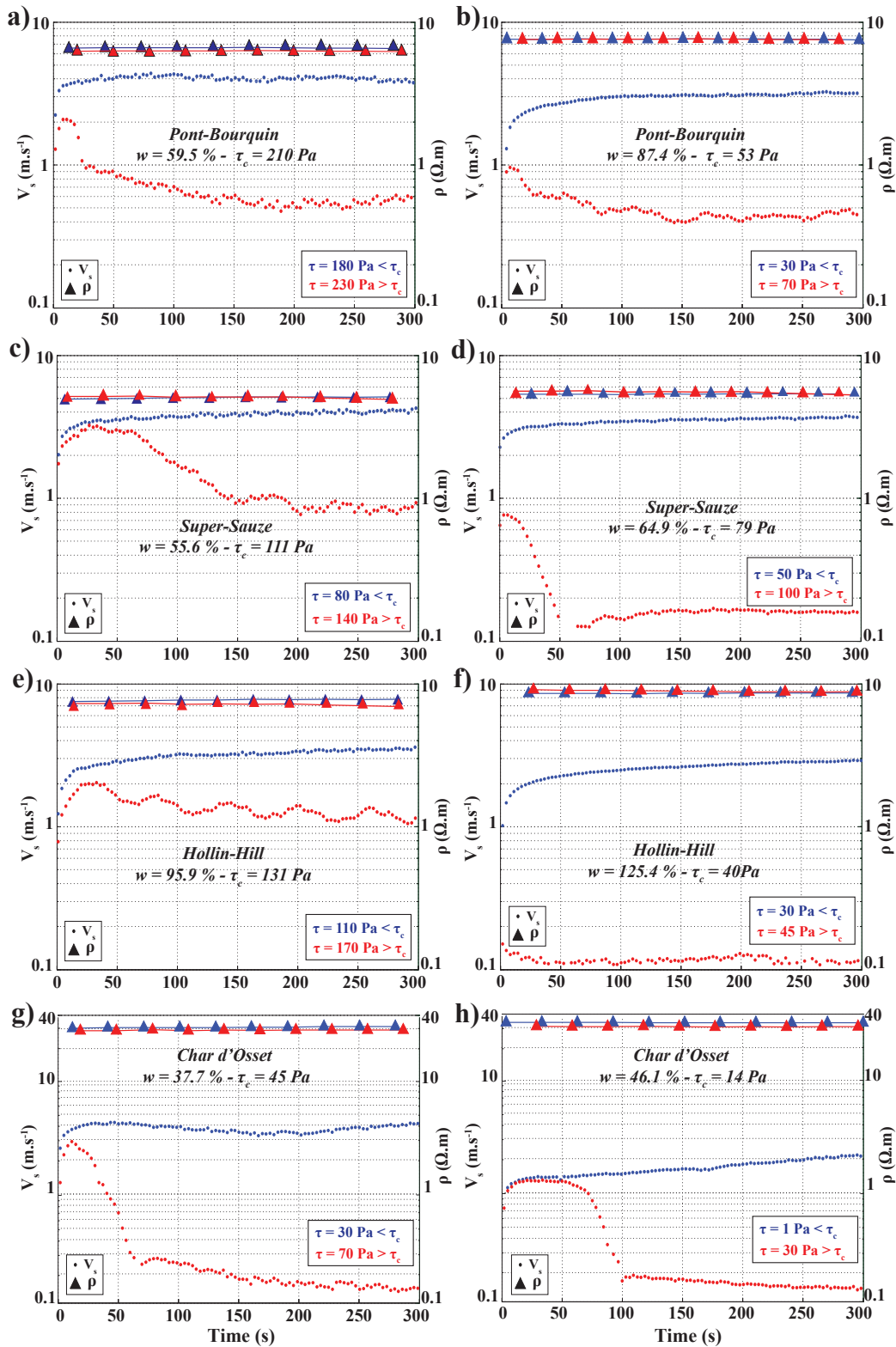


FIGURE 4.6: Caption, cf. next page

FIGURE 4.6: Figure *cf.* previous page. V_S and ρ versus time measured during OCr tests on Pont-Bourquin (a, b), Super-Sauze (c, d), Hollin-Hill (e, f) and Char d'Osset (g, h) samples for two water contents w . Blue points represent V_S values recorded during an OCr test for which the applied shear stress was below the critical shear stress τ_c . Corresponding resistivity measurements are blue triangles. Equally, red points and triangles correspond to V_S and resistivity values recorded during an OCr test for which the applied shear stress was above the critical shear stress τ_c . While the crossing of τ_c corresponds to a drop in V_S , no change of resistivity is recorded between solid and fluid state.

To have a more complete overview of the ρ measurements made on the five soils for five water contents, figure 4.7 shows the evolution of centered resistivities ρ_c data recorded during 50 OCr tests. Centered resistivities were calculated considering separately the resistivities of each test and by using the formula $\rho_c = \rho - \rho_{mean}$, with ρ_{mean} the mean resistivity during a test. 25 OCr tests correspond to applied shear stresses for which the samples were solid (blue points), and 25 OCr tests for which the samples was fluidized (red points). Centered resistivities allow to place all data at a zero level, facilitating the analysis. The absence of specific trend or dissimilarity between the blue and red points as well as the low standard deviation σ_{ρ_c} of the two dataset indicate again that the fluidization does not seem to have an effect on the resistivity of the soil samples.

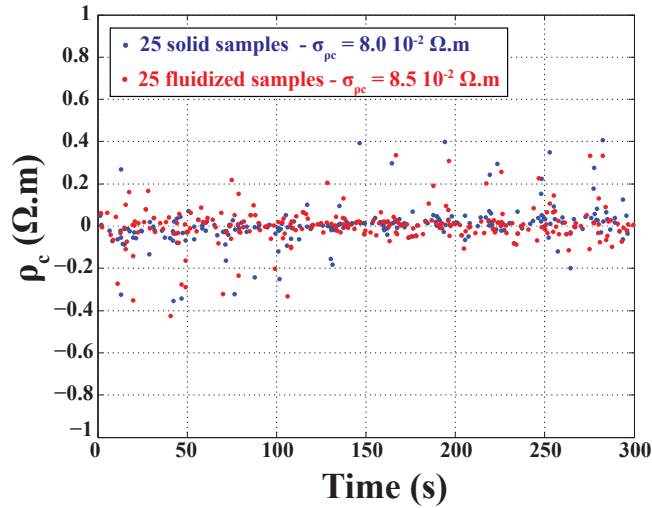


FIGURE 4.7: Centered resistivities ρ_c recorded during 50 OCr tests on all five soil samples. 25 OCr tests correspond to applied shear stresses below the critical shear stress τ_c (in blue), while the other 25 OCr tests correspond to applied shear stresses above the critical shear stress τ_c (in red). Standard deviation of centered resistivities are indicated by $\sigma_{\rho_c} = 8.0 \cdot 10^{-2}$ and $8.5 \cdot 10^{-2} \Omega.m$ for solid and fluidized samples, respectively. No difference can be distinguished between the centered resistivities of the solid and fluidized samples.

4.7 Electrical result interpretation

We used the two most commonly applied electrical laws (Archie's law and Waxman-Smits model) to interpret our resistivity measurements at the solid-fluid transition. In the case of fully saturated samples, the Archie's law (Archie, 1942) is given by

$$\rho_b = \frac{a \rho_w}{\Phi^m} = F_A \rho_w \quad (4.1)$$

where ρ_b and ρ_w are the measured bulk and fluid resistivities (in $\Omega.m$), Φ is the porosity, a is an empirical coefficient generally close to 1 and the exponent m is called the cementation exponent. The latter usually varies between 1.5 and 4 for a wide variety of unconsolidated sediments and depends on tortuosity (Rey et Jongmans, 2007). For platy materials, Atkins et Smith (1961) obtained m values of 1.87 and an average of 3 for kaolinite and montmorillonite, respectively. F_A is called the formation factor and is equal to $a.\Phi^m$. Archie's law only accounts for electrical conductance through the electrolyte and is generally applied for rocks and clean sands (Archie, 1942).

In the presence of clays, an additional conductivity develops along the clay surface (diffuse ion double layer effect). The Waxman-Smits equation (Waxman et Smits, 1968) accounts for this excess conductivity

$$\rho_b = F_W \left(\frac{1}{\rho_w} + BQ_v \right)^{-1} \quad (4.2)$$

where F_W is the formation factor for the Waxman-Smits law, equal to $a'.\Phi^m$ (the same form as the Archie's law) and BQ_v is an additional term taking into account the extra conductance at the surface of clay particles. B (in $S.m^{-1}.cm^3.meq^{-1}$) represents the average mobility of the ions given by

$$B = 4.6(1 - 0.6e^{-1/(1.3\rho_w)}) \quad (4.3)$$

and Q_v is the cation concentration per unit pore volume (in $meq.cm^{-3}$).

$$Q_v = \frac{CEC(1 - \Phi) D_g}{100 \Phi} \quad (4.4)$$

where CEC (in $meq.100g^{-1}$) is the cation exchange capacity and D_g is the grain density (taken equal to $2.7 g.cm^{-3}$).

All parameters of equations 1 and 2, except ρ_w , were already measured in the study. New samples were therefore prepared to determine ρ_w for five w values on each soil (four

for Harmalière). Pore waters were extracted by centrifugation of the soil samples at a velocity of 5,200 rpm during at least 30 min. Fluid was recovered using filtered syringes and resistivity measurement were carried out by the conductivity probe described in the methods section. As the samples were prepared with slightly different w values than for the rheometric tests, bulk resistivities ρ_b were also measured, this time using a SYSCAL R1+ resistivimeter on the PVC rheometric plates. Resistivity values ρ_b and ρ_w are plotted against the porosity Φ and water content w for all soils in figure 4.8. The bulk and fluid resistivities usually lie in the range 3-15 $\Omega\cdot\text{m}$, and 5-11 $\Omega\cdot\text{m}$, respectively, except Char d'Osset for which ρ_b and ρ_w are higher (31-36 $\Omega\cdot\text{m}$ and 12-18 $\Omega\cdot\text{m}$, respectively). The higher resistivities are probably due to the very low content in clay fraction in the Char d'Osset soil, as shown by the low D_2 , CEC and S_s values (table 4.1). A striking feature is that ρ_b and ρ_w regularly increase with w for all soils, probably resulting from the addition of distilled water that do not contains ions ($\rho > 10^5 \Omega\cdot\text{m}$) and therefore induces a decrease in ion concentration in the material. A similar increase of ρ_b for $w > LL$ was observed by Fukue *et al.* (1999) for two clays, using distilled water. The fluid resistivity ρ_w is far lower than the initial value of the distilled water, indicating that cation exchange has occurred. Another striking feature is that, noticeably, ρ_w can be lower or higher than ρ_b . This issue will be discussed further.

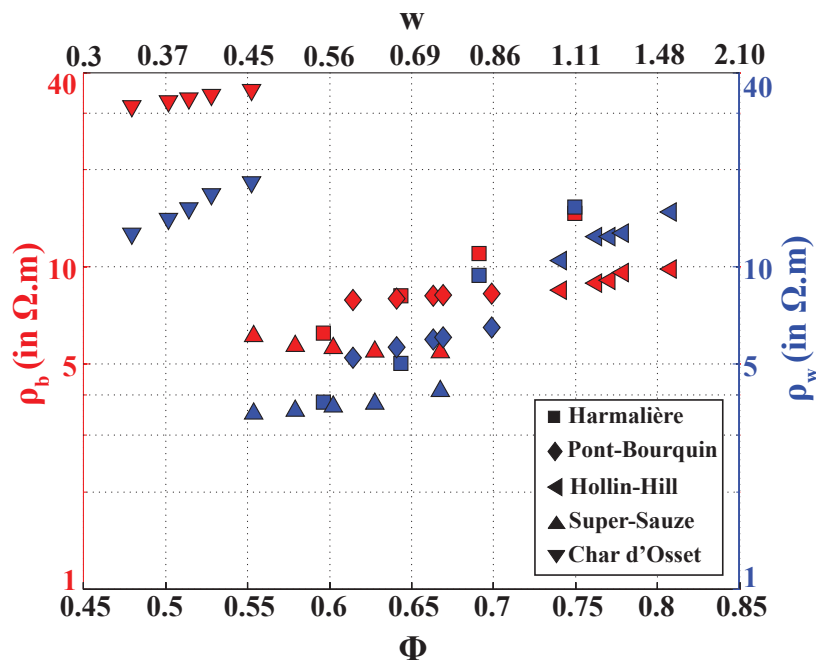


FIGURE 4.8: Bulk resistivities ρ_b and fluid resistivities ρ_w measured for different porosities Φ (or water contents w) of the five clay soils.

With all parameters of the Archie's and Waxman-Smiths equations known, the F_A and F_W formation factors were calculated and plotted versus porosity Φ in figure 4.9. Both formation factors show a clear decrease with porosity, as expected from the laws (equations 1 and 2). We have mentioned earlier in figure 4.8 that, noticeably, ρ_w can be lower or higher than ρ_b . This particular effect can be seen in figure 4.9 when $F_A = \rho_b/\rho_w$ is above or below 1. In the case of Char d'Osset, Pont-Bourquin and Super-Sauze, all samples exhibit $F_A > 1$ indicating that ρ_w are lower than ρ_b . Similar results are observed for Harmalière samples, except for the highest tested water content ($\Phi = 0.75$ corresponding to $w = 111\%$). In the case of Hollin-Hill, all samples exhibit $F_A < 1$. Although the exact reason of the F_A evolution is not known, we can observe that this effect is detected for samples having the highest w tested, and that ion dilution in the pores could explain why ρ_w can become higher than ρ_b at some point. Power laws of the type $F = a\Phi^m$ were fitted to both F_A and F_W datasets, yielding the following equations : $F_A = 0.4 \Phi^{-2.5}$ with a determination coefficient $R^2 = 0.93$, and $F_W = 3.0 \Phi^{-1.0}$ with $R^2 = 0.18$. These results indicate that data can be explained by a unique Archie's law with $m = 2.5$ that is consistent with values found in literature for clays (Atkins et Smith, 1961). In contrast, such a data collapse is not observed for the F_W values, although specific linear trends appear for each soil (figure 4.9). Fitting a specific Waxman-Smiths law for each soil leads to the equations and determination coefficients shown in table 4.2. The high determination coefficients (0.99, except one) confirm that the data could maybe be explained by soil-specific Waxman-Smiths equations.

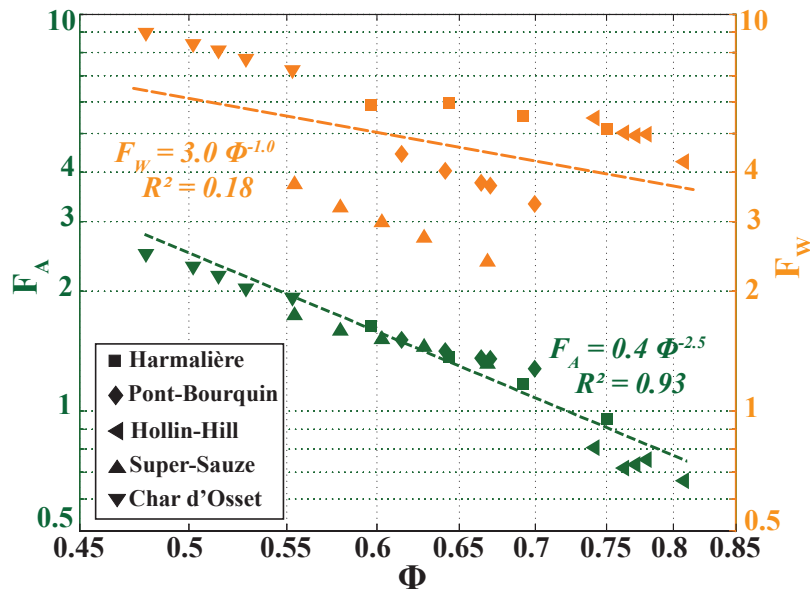


FIGURE 4.9: Evolution of Archie and Waxman formations factors F_A (in green) and F_W (in orange) against porosity. A law of the type $F = a.\Phi^m$ is fitted on both datasets by taking into account all clay soils. Values of a and m coefficients are evaluated at 0.44 and 2.5 for Archie's law, and 3.0 and 1.0 for Waxman-Smiths law. Determination coefficient of 0.93 and 0.18 are found for Archie's law and Waxman-Smiths law, respectively.

	F_W	R^2
Harmalière	$4.3\Phi^{-1.5}$	0.84
Pont-Bourquin	$1.5\Phi^{-2.2}$	0.99
Super-Sauze	$0.9\Phi^{-2.4}$	0.99
Hollin-Hill	$2.4\Phi^{-2.8}$	0.99
Char d'Osset	$2.9\Phi^{-1.5}$	0.99

TABLE 4.2: Fitting of Waxman-Smiths formation factors F_W specific to each clay soils, and determination coefficients R^2 .

The good fit of a unique Archie's law to the experimental data for water contents higher than the liquid limit however suggests that the phenomenon controlling the electrical conduction is the diffusion of ions in the pore fluid, and that the Waxman-Smiths model accounting for the surface conductivity is little adapted at these high water contents. The absence of bulk resistivity change at the solid-fluid transition then suggests that the cementation exponent m does not vary, and that the average tortuosity of the particles remain the same. Moreover, although no change of resistivity is observed at the transition, a dramatic drop in V_S is measured when samples undergo fluidization. At a solid state, the sample does not exhibit any deformation and V_S is non zero, whereas at an fluid state, V_S drops and tends towards zero. This drop could illustrate the breakage of aggregates created by distant physico-chemical interactions between the clay particles. The existence of aggregates in clay materials have been reported in several studies (Pignon *et al.*, 1997, 1998; Tanaka *et al.*, 2004; Coussot *et al.*, 2005; Paineau *et al.*, 2011). Depending on the shear stress applied to the sample, aggregates structures are built or destroyed, leading to solid or fluid behavior respectively. If the applied shear stress is above τ_c , the breakage of these interactions induces a re-arrangement of the clay particles (Pignon *et al.*, 1997). Such flow-induced breakage of the clay aggregates has been shown by several authors using X-Ray scattering techniques to probe particles orientation under flow (Pignon *et al.*, 1997; Mobuchon *et al.*, 2009; Pujari *et al.*, 2011). In these studies, it was demonstrated that "increasing shear rates in clay dispersions lead to a decrease in the size of the suspended aggregates (i.e., under flow, aggregates are broken up into pieces; Pignon *et al.* (1997)). Figure 4.10 illustrates schematically the differences between a solid and a fluid system in light of the V_S and resistivity measurements conducted in this study. A solid system at a high water content (above the LL) is shown in figure 4.10a, where the applied shear stress is below the critical shear stress τ_c . Distant interactions have created aggregates structures capable to store elastic deformation, leading to a non-zero V_S . However, due to the high water content and the presence of insulating coarse particles, conduction at the surface of clay particles is negligible and the bulk conductivity mainly results from the diffusion of ions in the electrolyte. Fluidization (i.e., the application of a shear stress above the critical shear stress τ_c , see figure 4.10b) leads to the breakage of the aggregates structures and V_S drops towards zero. Pore tortuosity however remains the same in average between solid and fluid states, leading

to no variation in resistivity at the fluidization.

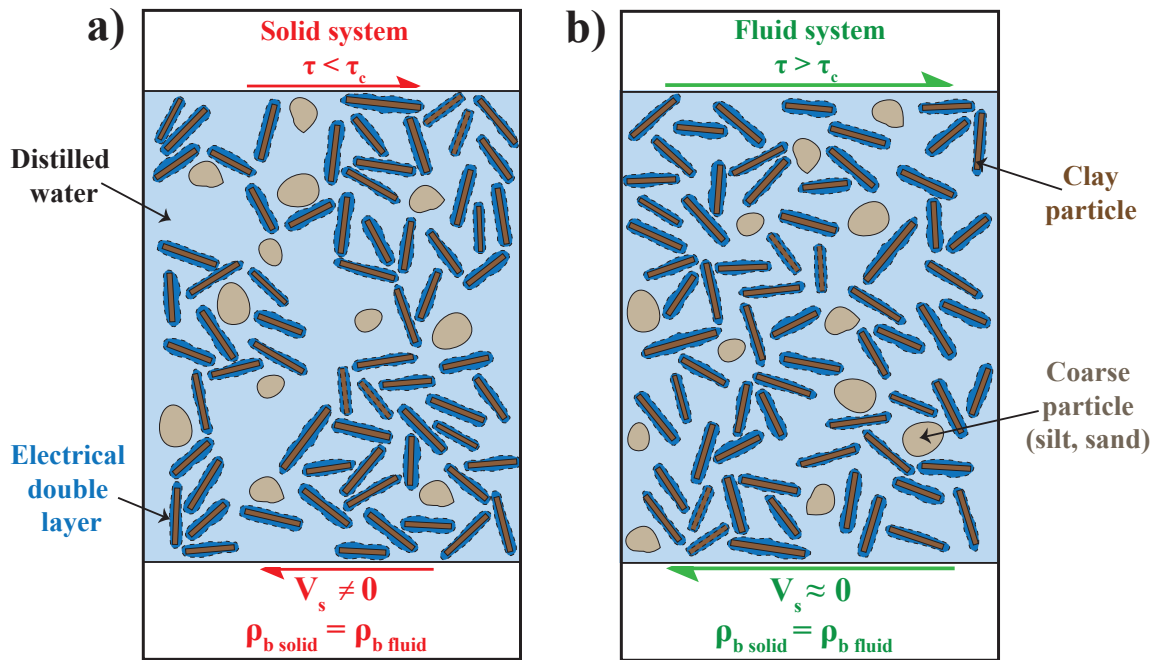


FIGURE 4.10: Schematic views of the arrangement of clay particles dispersed in distilled water for a high water content (above the liquid limit LL). Each particle is coated with a layer of adsorbed water, forming the electrical double layer. At such high water content, the bulk conductivity results from the diffusion of ions in the electrolyte. Conduction in the electrical double layer at the vicinity of clay particles surface appears negligible. a) Solid state where aggregate structures are created by distant interactions and V_S is non-zero. b) Fluid state where aggregates structures are destroyed by small re-arrangements of the clay particles and V_S tends towards 0. Average tortuosity remains the same between solid and fluid state. Therefore, bulk resistivity at solid state is equal to bulk resistivity at fluid state.

Finally, it appears that the electrical resistivity is not the suitable parameter to monitor rheological changes in the material as no change in resistivity has been monitored at the fluidization. Electrical measurements conducted in this study however show the high influence of water on the electrical properties of soils. The results therefore confirm that resistivity monitoring on landslides is a suitable mean to monitor hydrological changes in the unstable material, as it has already been shown in numerous studies (Lebourg *et al.*, 2010; Chambers *et al.*, 2011, 2014; Supper *et al.*, 2014). In contrast, OCr tests with V_S measurements revealed the high sensitivity of this parameter to the fluidization, with a mean ratio from 4 to 40 between V_S at solid state and V_S at fluid state. Such results have been already mentioned on a few studies for Harmalière soil (Mainsant *et al.*, 2012a, 2015). The drop of V_S at the fluidization observed on all tested samples is of particular interest, and shows that V_S monitoring on landslide could provide key information for landslide mitigation (Mainsant *et al.*, 2012b).

4.8 Conclusions

This study aimed at monitoring in controlled laboratory experiments the evolution of two geophysical parameters (shear-wave velocity V_S and electrical resistivity ρ) at the solid-fluid transition in soils originating from five flow-like landslides. A new device was developed to measure both parameters during rheometric experiments with fluidization of the soil samples. Measurements conducted for various water contents above the liquid limit showed strong drops in V_S (at least one order of magnitude in most cases) associated to the fluidization of the samples. These results are consistent with previous studies and the zero theoretical value of V_S in a fluid. In contrast, no noticeable change in resistivity was observed at the solid-fluid transition. Data interpretation revealed that a unique Archie's law could be fitted to the whole electrical dataset. The proposed interpretation is that, for such high water contents, the surface conduction is negligible, and the soil bulk resistivity is mainly controlled by the electrolytic conduction in the pore water. In light of the V_S and resistivity measurements, two schematic views of clay particles arrangement have been proposed to explain the variation of the two geophysical parameters below and above the critical shear stress of the material, respectively. Although the electrical resistivity has proved to be efficient in monitoring water content variations in the ground, it might not be suitable to detect the solid-fluid transition at water contents above the liquid limit. These results have to be confirmed in other studies, particularly by studying the effect of the material polydispersivity on the evolution of resistivity at the fluidization. Measuring geophysical parameters (V_S and ρ) on more monodisperse clay materials like laponite could then bring more insights in the processes involved in the solid-fluid transition.

4.9 Acknowledgements

The authors thank M. Jaboyedoff, J. Chambers and J-P. Malet in providing soil samples from the landslides. Authors also thank F. Ousset from IRSTEA, and P. La Rizza from ISTerre for their very helpful aid in creating and calibrating the PVC plates and electrical acquisition system of the device for the rheometric tests. Finally, many thanks to B. and M. Lanson and N. Findling from ISTerre (geochemical and mineralogical analyses) for their assistance. The authors acknowledge financial support from the French VOR federative structure, the ARC project from the Rhône-Alpes region (France) and the CNRS through the INSU-TS-aléas program.

Conclusions de la seconde partie

Les essais rhéométriques effectués sur six échantillons de sols argileux provenant de glissements-coulées ont mis en évidence le comportement de fluide à seuil de cinq des six matériaux testés. Pour l'échantillon de Char d'Osset, l'absence d'un tel comportement est supposée provenir d'une proportion très faible de minéraux argileux dans le matériau, illustrée par sa faible surface spécifique S_s ($5,7 \text{ m}^2 \cdot \text{g}^{-1}$). Pour les autres échantillons, la valeur de la contrainte seuil τ_c apparaît être contrôlée uniquement par l'écart de teneur en eau par rapport à la limite d'Atterberg de liquidité LL et ne dépend pas du matériau argileux. Une loi exponentielle commune décrit la décroissance de τ_c avec l'écart de teneur en eau $w - LL$. Les essais mixtes d'oscillation-fluage avec mesure de la résistivité électrique ρ montrent par ailleurs la chute de V_S à la fluidification, qui tend vers 0 lorsque la contrainte cisailante appliquée est supérieure à la contrainte seuil τ_c . Cette chute illustre la perte de rigidité du matériau lors du changement d'état. En revanche, la résistivité ne montre pas de variation à la transition solide-fluide. Afin de confronter ces résultats de laboratoire où les conditions de mesure sont contrôlées (contrainte imposée ; température et teneur en eau constantes), les propriétés géophysiques sismiques et électriques de sols argileux ont également été mesurées à l'échelle du glissement de terrain, sur le site du Pont-Bourquin. Les résultats sont présentés en Partie III de ce manuscrit.

Troisième partie

Caractérisation géophysique d'argiles à l'échelle du glissement de terrain : le cas du Pont-Bourquin

À l'échelle du glissement de terrain, l'étude de la transition solide-fluide dans les matériaux argileux nécessite l'installation de systèmes continus de mesures environnementales, géophysiques et géodésiques. Le site choisi pour cette étude est le glissement du Pont-Bourquin situé à proximité du village des Diablerets en Suisse, à 1340 m d'altitude. Cette partie traite de la caractérisation géophysique du glissement du Pont-Bourquin et du suivi des propriétés sismiques et électriques du site par système de monitoring. Dans un premier temps, les données géophysiques obtenues lors de campagnes de prospection géophysique sont exploitées afin d'évaluer la géométrie du glissement et ses propriétés géophysiques (V_P , V_S et ρ). Le dispositif de monitoring électrique est caractérisé par une géométrie particulière, avec des électrodes installées sur les rives stables du glissement pour éviter leur déplacement sur la masse glissée (plusieurs m.an⁻¹ sur le site du Pont-Bourquin). Un travail de modélisation numérique préliminaire est réalisé pour évaluer sa sensibilité à des variations de résistivité au sein du glissement. La sensibilité des techniques de monitoring géophysique électrique et sismique à des facteurs environnementaux (pluviométrie, température, déplacements) est ensuite étudiée.

Chapitre 5

Instrumentation du site du Pont-Bourquin et prospection géophysique

Ce chapitre présente dans un premier temps les différents systèmes de mesure mis en place sur le glissement-coulée du Pont-Bourquin, avant de s'intéresser aux résultats obtenus lors des différentes campagnes de prospection géophysique réalisées sur le site. Une coupe schématique du glissement décrivant la géométrie du glissement en profondeur et ses caractéristiques géophysiques (V_P , V_S et ρ) est proposée.

5.1 Instrumentation

La géomorphologie du glissement-coulée du Pont-Bourquin a été décrite dans le [chapitre 3](#). Le site présente plusieurs avantages, tels que son accès aisé (à proximité directe d'une route) et sa relative petite taille (250 m de long pour 30 à 60 m de large), facilitant l'installation et la maintenance de systèmes de monitoring. Ce glissement a par conséquent été équipé de systèmes de mesures géophysiques (sismique et électrique) et environnementales (météorologie et déplacements) pour caractériser au mieux la nature, la géologie, et la cinématique de la masse instable. Les systèmes installés sont décrits dans cette section, et leur localisation sur le glissement est présentée en [figure 5.1](#).

Le monitoring sismique est constitué de 8 capteurs vélocimétriques Noemax 1 composante (cercles bleus sur la [figure 5.1](#)) caractérisés par une réponse plate de 0,1 à 100 Hz. Ces capteurs sont enterrés à une profondeur d'environ 40 cm pour éviter de possibles variations atmosphériques de température. Ils sont localisés sur les rives stables du glissement et reliés à une station d'acquisition Kephren. Les données sismiques ont été enregistrées sur des fichiers horaires à une fréquence d'acquisition de 250 Hz. Elles ont ensuite été traitées par la technique d'intercorrélation du bruit sismique ([Weaver et Lobkis, 2001](#); [Larose *et al.*, 2015](#)) puis par stretching des corrélogrammes ([Hadziioannou](#)

et al., 2011) pour évaluer l'évolution du paramètre dV/V qui caractérise des variations relatives de vitesses sismiques le long du glissement. L'utilisation de ce paramètre pour caractériser la rigidité du matériau instable a montré sa sensibilité à la fluidification lors d'une coulée en 2010 (Mainsant *et al.*, 2012b). Le glissement a par conséquent été rééquipé en 2011.

Le monitoring électrique est constitué de 36 électrodes (cercles blancs et noirs sur la figure 5.1) reliées à un résistivimètre SYSCAL Pro Switch 48. Les résistivités apparentes mesurées en différents endroits du glissement ont pour objectif de renseigner sur l'état hydrologique du glissement, et potentiellement d'évaluer la sensibilité de ce paramètre électrique à la fluidification. Du fait de mouvements relativement rapides de la masse instable (6 m par an en moyenne), les électrodes n'ont pas pu être placées directement sur le glissement mais sur les rives stables. Cette configuration particulière a l'avantage d'être pérenne et de ne pas introduire d'artefacts liés au déplacement des électrodes (Wilkinson *et al.*, 2010, 2015a). Un travail de modélisation numérique pour déterminer la sensibilité d'un tel système à des variations de résistivité au sein de la masse glissée est présenté dans le chapitre 5. L'installation des électrodes et du matériel d'acquisition a été effectuée en mai 2013, avant sa désinstallation en novembre 2015. Enfin, le monitoring des paramètres environnementaux consiste en une station de mesure de température au sommet du glissement et de deux extensomètres à câble placés respectivement au niveau de la zone d'accumulation du glissement entre les capteurs sismiques 2 et 6, et sur un éperon en partie supérieure, entre les capteurs 4 et 8. La pluviométrie est mesurée par une station localisée dans le village des Diablerets, à 300 m au Sud-Ouest du glissement.

5.2 Prospections géophysiques

Avec l'installation des systèmes de mesure électrique et sismique sur les rives stables du glissement, les techniques géophysiques utilisées sur le site du Pont-Bourquin ne permettent pas d'effectuer de tomographie sismique ou électrique de la masse en mouvement. Ceci empêche la caractérisation de la géométrie du matériau instable le long du glissement. Plusieurs prospections géophysiques sismiques et électriques ponctuelles ont par conséquent été effectuées à plusieurs reprises au cours des dernières années afin de caractériser l'évolution du glissement en termes de paramètres géophysiques (V_P , V_S , ρ) et de géométrie. Ces prospections ont consisté en la réalisation de profils 2D longitudinaux et transversaux au glissement afin d'évaluer la variabilité spatiale de la surface de rupture en profondeur. Les données de V_P , V_S et ρ obtenues lors de ces prospections géophysiques ont par la suite permis de calibrer les résultats obtenus par le monitoring électrique et sismique. Deux prospections géophysiques sont détaillées dans cette section, l'une ayant été réalisée en 2009 par Cornelia Brönnimann de l'UNIL (Université de Lausanne, Brönnimann (2011)) et l'autre en 2014 par des chercheurs de l'ISTerre. Les profils électriques et de sismique réfraction réalisés en 2009 ont permis une meilleure évaluation de la masse instable et de la profondeur de la surface de rupture le long du glissement. La campagne de prospection géophysique de 2014 a été effectuée quelques mois après la mise en place

du monitoring électrique, et avait pour objectif de caractériser plus précisément la zone investiguée par les 36 électrodes placées sur les rives stables.

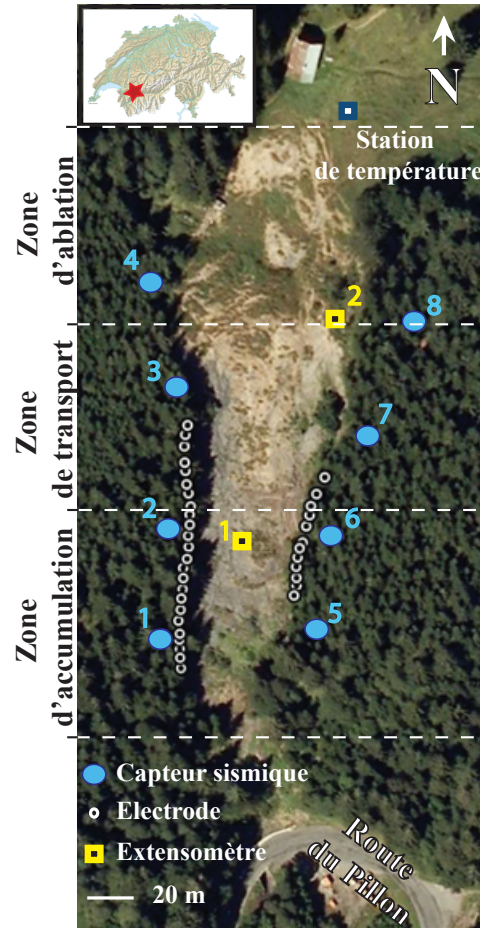


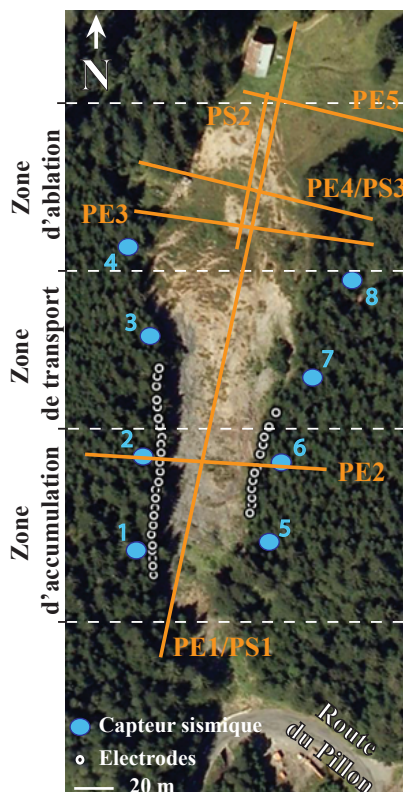
FIGURE 5.1: Instrumentation du glissement-coulée du Pont-Bourquin (Suisse). Monitoring du bruit sismique par 8 capteurs une composante placés de part et d'autre du glissement. Monitoring électrique par 36 électrodes également placées sur les rives stables. Monitoring des paramètres environnementaux avec 2 extensomètres sur la zone d'accumulation et 1 station de température au sommet du glissement. La pluviométrie est mesurée par une station localisée dans le village des Diablerets, à 300 m au Sud-Ouest du glissement.

5.2.1 Prospection géophysique de 2009

Description et localisation des profils :

En 2009, la géométrie en profondeur du glissement du Pont-Bourquin était encore mal connue. L'objectif de la prospection géophysique réalisée par [Brönnimann \(2011\)](#) était

donc d'évaluer la profondeur de la surface de rupture, sa variabilité spatiale, et potentiellement de détecter des chemins d'infiltration préférentielle. Deux profils de sismique réfraction en ondes P et cinq profils électriques ont été réalisés. Leur localisation et leurs caractéristiques sont indiquées sur la figure 5.2. Trois profils (un électrique, PE1, deux de sismique réfraction, PS1 et PS2) traversent le glissement dans sa longueur et ont pour objectif d'évaluer l'évolution de la surface de rupture le long du site. Cinq profils transversaux (PE2/3/4/5 et PS3) permettent d'évaluer la variabilité latérale de cette surface de rupture. La plupart des profils ont été effectués dans la partie supérieure du glissement, au niveau de la zone d'ablation (figure 5.2), pour estimer la masse potentiellement instable. En termes de protocoles d'acquisition et de traitement, les profils électriques ont été effectués à l'aide de mesures de type Wenner-Schlumberger (48 à 72 électrodes et 500 à 1000 points de mesure par profil), et les inversions ont été réalisées à l'aide du logiciel Res2Dinv (Loke et Barker, 1996). Les modèles inversés ont été obtenus après 4 à 5 itérations permettant d'atteindre des RMS finaux inférieurs à 5 % (méthode des moindres carrés), montrant la bonne correspondance entre les modèles après inversion et les données. Enfin, les mesures de sismique réfraction ont été acquises à partir de tirs à la masse (24 à 72 géophones et 9 à 25 tirs par profil) puis pointées et inversées à l'aide du logiciel Sardine (Demagnet, 2000), avec 4 à 7 itérations et des RMS finaux inférieurs à 5 %.



Prospection géophysique de 2009

Profils de sismique réfraction

Profil	Nombre de géophones	Espacement	Longueur totale	Nombre de tirs
PS1	72	5 m	355 m	Ondes P : 25
PS2	24	3 m	69 m	Ondes P : 9
PS3	24	3 m	69 m	Ondes P : 9

Profils électriques

Profil	Nombre d'électrodes	Espacement	Longueur totale	Nombre de quadripôles
PE1	72	5 m	355 m	1055
PE2	48	2 m	94 m	528
PE3	48	2 m	94 m	528
PE4	48	2 m	94 m	528
PE5	48	2 m	94 m	528

FIGURE 5.2: Localisation et caractéristiques des profils électriques et de sismique réfraction réalisés lors de la prospection géophysique de 2009.

Résultats :

Les résultats obtenus par Brönnimann (2011) sont présentés en figure 5.3 avec les modèles de vitesse sismique en figure 5.3a, et les modèles de résistivité en figure 5.3b. La figure 5.3c présente l'interprétation géologique des résultats de la prospection géophysique. Les résultats obtenus par la sismique réfraction (figure 5.3a) montrent un horizon réfracteur net le long du glissement, lorsque la vitesse V_P augmente de 600 m.s^{-1} à 2000 m.s^{-1} . La profondeur de cet horizon réfracteur semble varier le long du glissement, de 5 à 10 m en haut du glissement, à plus de 10 m en partie basse du glissement, au niveau de la zone d'accumulation. Le profil PS3 transversal au glissement montre par ailleurs que la profondeur de l'horizon réfracteur semble varier latéralement. A ce stade de l'étude avec une analyse en V_P seule, il n'est pas possible de déterminer si cet horizon réfracteur est relatif à la surface de rupture du glissement ou à la présence d'une nappe phréatique. Des mesures piézométriques effectuées en 2009 montrent cependant la présence très superficielle d'une nappe à 2-3 m de profondeur. L'espacement de 5 m entre géophones n'est donc pas suffisant pour permettre d'évaluer précisément la profondeur de la nappe par la méthode de sismique réfraction. Enfin, les vitesses V_P de 4000 m.s^{-1} indiquées pour des profondeurs supérieures à 30-40 m dans chacun des modèles ne proviennent pas de données réelles mais du modèle initial utilisé, qui considérait une couche homogène de 4000 m.s^{-1} . Aucune information n'est donc disponible à cette profondeur et les valeurs de V_P ne peuvent pas être prises en compte.

Les résultats obtenus par la méthode électrique (figure 5.3b) montrent la présence d'une couche de faible résistivité (inférieure à $100 \Omega.m$) reposant sur des structures plus résistives (de 100 à $2000 \Omega.m$). L'épaisseur de la couche conductrice en surface varie le long du glissement et semble augmenter de l'amont vers l'aval de 5 à 10 m environ. L'augmentation de la résistivité avec la profondeur ne permet pas de distinguer la présence d'une nappe. A la différence de l'image en sismique réfraction (figure 5.3a) qui ne montre pas de contraste de V_P en profondeur, l'image électrique montre ici des zones aux contrastes forts de résistivité. En partie supérieure du glissement, à une distance d'environ 250 m, une zone de résistivité faible (inférieure à $150 \Omega.m$) s'étend de la base du modèle jusqu'à la surface. Elle est interprétée comme la couche de schistes noirs argileux affleurant en surface sur le glissement et constituant la principale source du matériau en mouvement. Les zones de résistivité importante (au-delà de $2000 \Omega.m$) en partie basse du glissement sont interprétées comme des gypses relativement sains, dont l'affleurement peut être observé en pied de glissement, sur le bord de la route. Enfin, la zone de résistivité intermédiaire entre 1360 et 1390 m d'altitude est interprétée comme pouvant être liée à la présence de flyschs altérés. Ces interprétations sont schématisées sur la figure 5.3c. Elles sont en accord avec les relevés géologiques du site qui montrent la présence de trois failles tectoniques délimitant ces compartiments géologiques (Badoux *et al.*, 1990).

La combinaison des techniques de sismique réfraction et de résistivité ont permis en 2009 d'établir la nature et la géométrie de la masse en mouvement. Les profils de sismique réfraction ont fait clairement apparaître un horizon réfracteur dont la profondeur varie le long du glissement, de 5 à 10 m en partie supérieure, à plus de 10 m dans la partie

basse du glissement. L'origine de cet horizon réfracteur peut être liée à la présence d'une nappe (mal résolue en profondeur) ou d'une surface de rupture. L'analyse seule en V_P ne permet pas d'écartier une des hypothèses. Les profils électriques ont apporté davantage d'informations, et ont permis de montrer un contraste clair de résistivité entre substratum stable et matériau en mouvement. Ils ont par ailleurs permis de différencier les différentes structures géologiques verticales situées à la base du glissement du Pont-Bourquin.

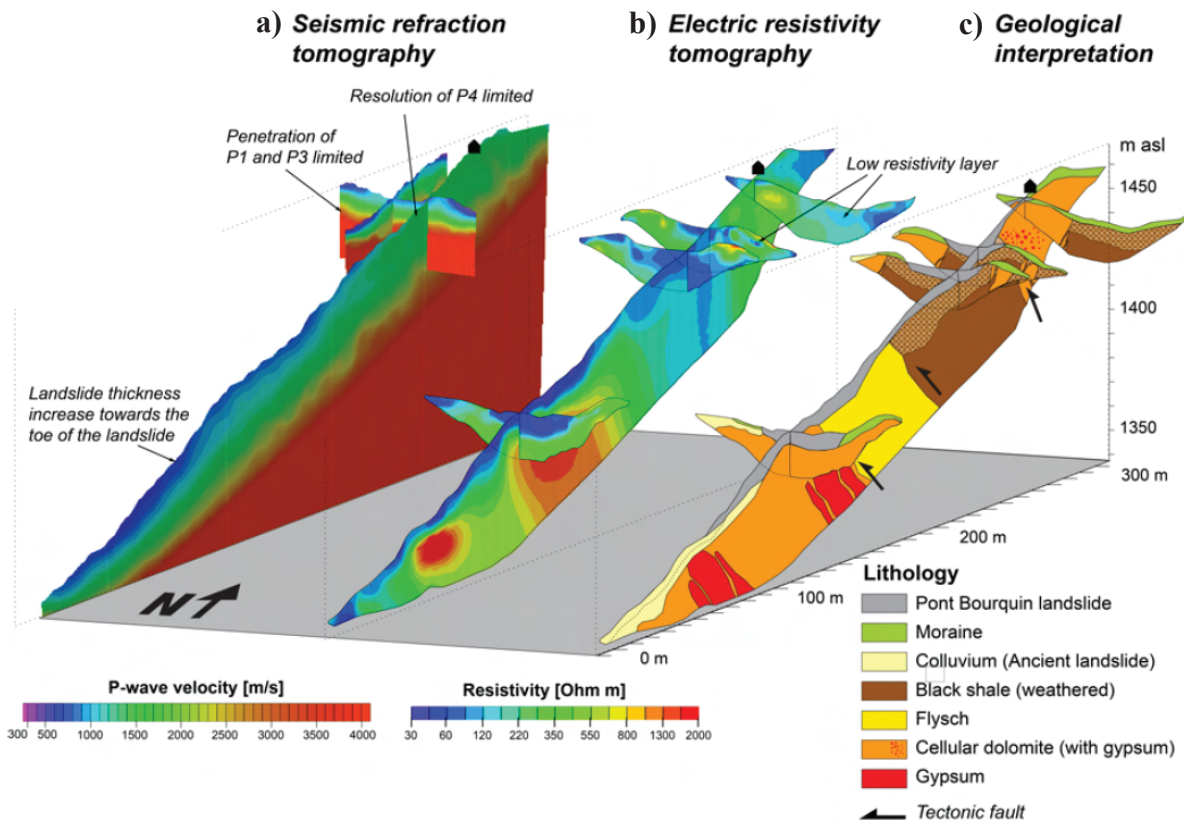


FIGURE 5.3: Résultats de la prospection géophysique de 2009 après inversion des profils de sismique réfraction et de résistivité. D'après Brönnimann (2011).

5.2.2 Prospection géophysique de 2014

Description et localisation des profils :

En 2014, la prospection géophysique avait pour objectif la caractérisation de la structure du glissement au niveau du monitoring électrique. Pour cela, 2 profils de sismique réfraction et 4 profils électriques ont été effectués dans la zone investiguée par les 36 électrodes utilisées par le monitoring. Leur localisation et leurs caractéristiques sont indiquées sur la figure 5.4. Les étoiles rouges correspondent aux tirs de sismique ayant été utilisés pour l'inversion des ondes de surface. Deux profils (un électrique, PE1, et un de sismique réfraction, PS1) traversent le glissement dans sa longueur. Le profil de sismique réfraction correspondant a été réalisé à la fois en ondes P et S pour évaluer la compacité du terrain. Les quatre autres profils (PE2/3/4 et PS3) sont transversaux au glissement, et permettent d'évaluer la variabilité latérale de la surface de rupture. Les profils électriques ont été obtenus à l'aide de mesures de type Wenner Schlumberger (64 électrodes, 1200 à 2100 points de mesure) puis inversés à l'aide du logiciel Res2Dinv. Les RMS obtenus après 4 à 7 itérations sont inférieurs à 5 % (méthode des moindres carrés). Les profils de sismique réfraction comportent 24 géophones. 5 à 14 tirs ont été effectués selon les profils. Les données ont ensuite été pointées puis inversées avec le logiciel Sardine. Les RMS obtenus après 4 à 7 itérations sont inférieurs à 5 %. Les courbes de dispersion d'ondes de Rayleigh provenant des 4 tirs des profils PS1 et PS3, localisés par les étoiles rouges en figure 5.4, ont été pointées à l'aide du logiciel Geopsy (<http://www.geopsy.org>). L'inversion des courbes de dispersion pour l'obtention du profil de V_S a été effectuée avec le logiciel Dinver, un module de Geopsy (<http://www.geopsy.org/>).

Résultats :

Les modèles après inversion des données électriques, de sismique réfraction, et d'ondes de surface du profil PE1/PS1 (longitudinal au glissement) sont présentés en figure 5.5. Les données de sismique réfraction ont été inversées en considérant un modèle initial fondé sur sur l'interprétation des tirs aller et retour et sur les résultats de Brönnimann (2011). Des vitesses homogènes $V_P = 3000 \text{ m.s}^{-1}$ et $V_S = 2000 \text{ m.s}^{-1}$ ont été considérées respectivement pour chaque modèle. Le profil de sismique réfraction en ondes P (figure 5.5a) montre l'existence d'une couche de vitesse V_P inférieure à 1000 m.s^{-1} le long du glissement. L'épaisseur de cette couche atteint 10 m de profondeur en tête de glissement, et semble être plus importante vers l'abscisse 75 m du profil, dans la partie basse du glissement. Cette position correspond à la zone d'accumulation. En dessous de la couche lente caractérisée par $V_P < 1000 \text{ m.s}^{-1}$, la vitesse sismique augmente ensuite de façon croissante avec la profondeur, et des vitesses V_P de l'ordre de 3000 m.s^{-1} sont atteintes à une trentaine de mètres de profondeur. Les vitesses $V_P = 3000 \text{ m.s}^{-1}$ indiquées dans la partie inférieure gauche du modèle ne sont en revanche pas vérifiées, comme le montre l'absence de rais dans cette zone. L'image obtenue par l'inversion des tirs en ondes S (figure 5.5b) montre des résultats similaires aux ondes P, avec une couche lente ($V_S < 400 \text{ m.s}^{-1}$) surmontant une couche plus compétente ($V_S > 800 \text{ m.s}^{-1}$ dès 10-15 m de profondeur). On retrouve également un épaissement de la couche lente dans la partie

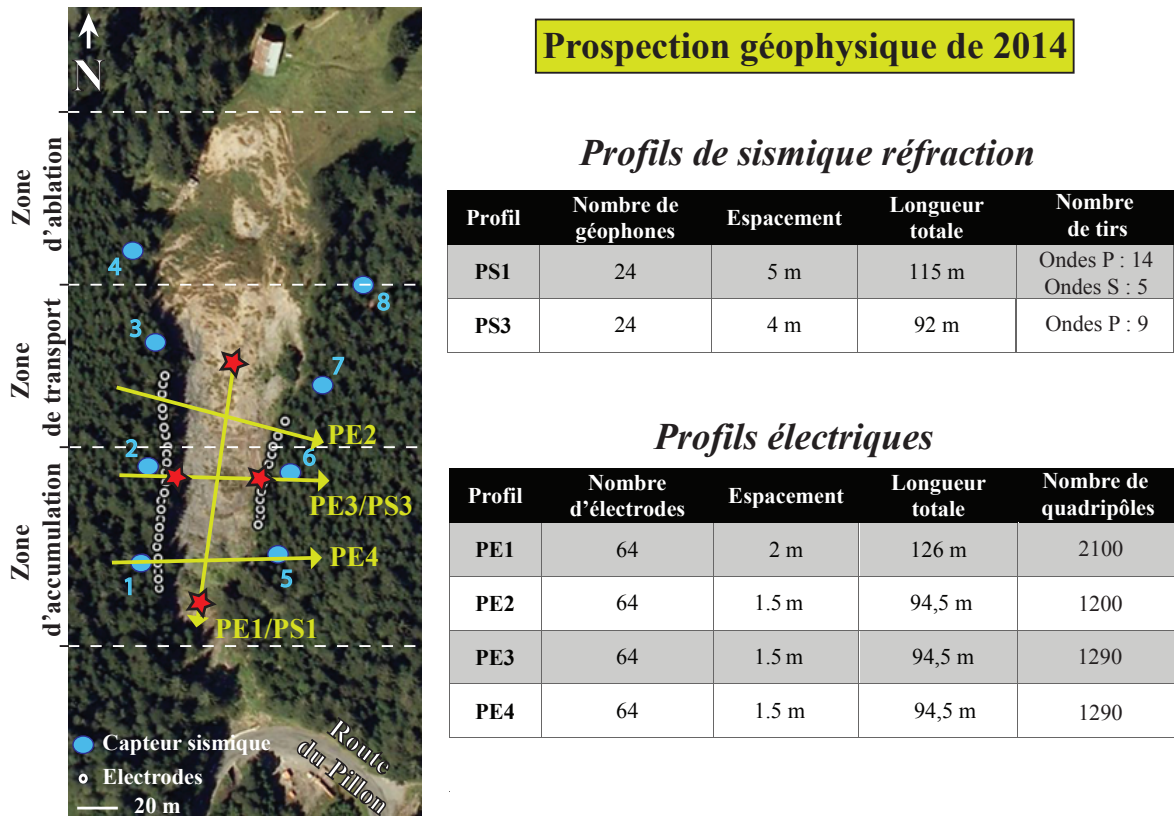


FIGURE 5.4: Localisation et caractéristiques des profils électriques et de sismique réfraction réalisés lors de la prospection géophysique de 2014. Les étoiles rouges correspondent aux tirs ayant été utilisés pour l'inversion des ondes de Rayleigh.

inférieure du glissement, qui correspond à la zone d'accumulation. L'impossibilité pour les profils en ondes P et S d'observer de possibles hétérogénéités dans le glissement est liée à l'espacement de 5 m entre les géophones. Cet espacement est suffisant pour évaluer la profondeur de la surface de rupture à une dizaine de mètres, mais ne permet pas d'imager des objets aux dimensions inférieures à quelques mètres.

Le traitement sur le logiciel Geopsy des ondes de surface de Rayleigh correspondant au tir réalisé à l'extrémité Nord du profil PS1 est indiqué sur les figures 5.5c et d. Les lignes en pointillés noirs sur la figure 5.5c indiquent la prise en compte des effets de champ proche (λ_{max}) et d'aliasing (λ_{min}) pour le pointé de la courbe de dispersion. Celle-ci a ensuite été inversée à l'aide du module Dinver de Geopsy. L'espace des paramètres considéré pour l'inversion est basé sur les résultats des tomographies de sismique réfraction en ondes P et S, avec un modèle initial bicouche qui suit les spécificités indiquées dans le tableau 5.1. La figure 5.5d montre les courbes de dispersion correspondant aux modèles inversés. L'échelle de couleur rend compte de l'erreur RMS. Seuls les modèles inversés ayant un RMS inférieur à 5 % sont affichés sur la figure. Les profils de vitesse V_S cor-

respondant à ces modèles sont indiqués sur la figure 5.5e, avec leur localisation sur le profil électrique. De même que pour la figure 5.5d, l'échelle de couleur rend compte de l'erreur RMS. L'analyse des résultats montre la présence d'une couche de faible vitesse ($V_S = 400 \text{ m.s}^{-1}$ environ) et épaisse d'une dizaine de mètres qui surmonte une couche plus compétente ($V_S > 800 \text{ m.s}^{-1}$). Ces résultats sont en accord avec ceux de la tomographie d'ondes S (figure 5.5b).

Paramètres	Couche 1	Couche 2
$V_P \text{ (m.s}^{-1}\text{)}$	$1400 < V_P < 3000$	$1400 < V_P < 3000$
$V_S \text{ (m.s}^{-1}\text{)}$	$150 < V_S < 1500$	$500 < V_S < 2000$
Coefficient de Poisson ν	$0,2 < \nu < 0,5$	$0,2 < \nu < 0,5$
Densité (kg.m ⁻³)	2000	2000

TABLE 5.1: Espace des paramètres utilisé pour l'inversion des ondes de surface des profils PS 1 et 2 (logiciel Dinver).

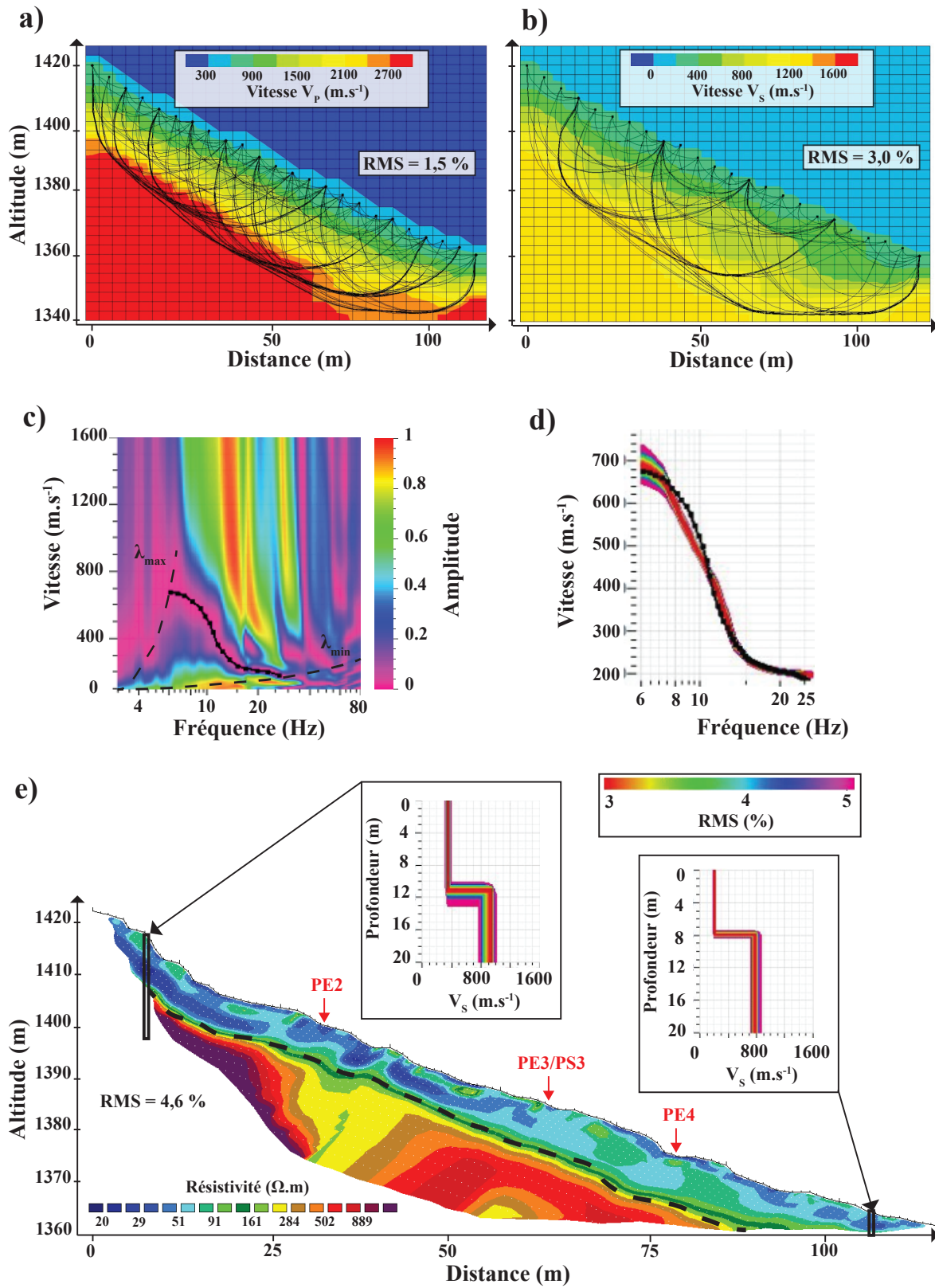


FIGURE 5.5: Légende : *cf.* page suivante.

FIGURE 5.5: Figure *cf.* page précédente. Résultats de la prospection géophysique de 2014 pour le profil PE1/PS1 longitudinal au glissement. a) Tomographie sismique en ondes P. b) Tomographie sismique en ondes S. c) Pointé sur Geopsy de la courbe de dispersion du tir à l'extrémité Nord du profil PS1 (figure 5.4) et prise en compte des effets de champ proche de la source (λ_{min}) et d'aliasing (λ_{min}). d) Modèles de courbe de dispersion après inversion de la courbe de dispersion pointée en c (présentée en ligne continue noire). e) Profil électrique et résultats de l'inversion des ondes de surface de Rayleigh pour les tirs aux extrémités du profil de sismique réfraction. L'échelle de couleur utilisée pour les profils de V_S rend compte de l'erreur RMS des modèles d'inversion.

La tomographie électrique montre une couche faiblement résistive ($\rho < 100 \Omega.m$) surmontant une couche plus résistive ($\rho > 500 \Omega.m$). Ce contraste fort de résistivité marque la limite entre le matériau en glissement et le substratum stable. Le positionnement de cette limite est effectué en considérant la zone de plus fort gradient de résistivité. Cette zone est ici matérialisée par la ligne en pointillés noirs suivant la valeur $100 \Omega.m$ (figure 5.5e). Un épaississement de la masse instable est également observable vers l'abscisse 75 m du profil, qui correspond au développement de la zone d'accumulation. Ces résultats sont en accord avec ceux obtenus par Brönnimann (2011) présentés en figure 5.3. Ils fournissent des précisions supplémentaires du fait de la meilleure résolution du profil réalisé en 2014 (espacement de 2 m des électrodes en 2014 contre 5 m en 2009). Il est ainsi possible d'observer au sein du glissement, particulièrement en partie supérieure, des poches résistives entourées d'un matériau plus conducteur. Ceci pourrait montrer une hétérogénéité marquée du matériau constituant le glissement, avec des blocs rocheux résistifs de tailles diverses entourés d'une matrice argileuse, plus conductrice. Par ailleurs, il apparaît également que la résistivité en partie supérieure du glissement est plus faible qu'en partie inférieure. Bien que l'origine de cette variation de la résistivité ne soit pas connue de façon exacte, nous pouvons avancer l'hypothèse d'un glissement plus humide en partie supérieure qu'en partie basse. L'accumulation du matériau en pied de glissement pourrait également entraîner une augmentation progressive de sa compacité et ainsi augmenter la résistivité. Une telle augmentation de la compacité n'est cependant pas observée sur les profils de sismique réfraction en ondes P ou S.

Les résultats obtenus après inversion des profils transversaux d'électrique, de sismique réfraction, et d'ondes de surface sont présentés en figure 5.6. Le profil PE2 (figure 5.6a) présente une erreur RMS supérieure à 5 % (5,9 %). Pour ce profil, des mesures de mauvaise qualité décrites par une dispersion forte ont été enlevées de la pseudosection au niveau de l'abscisse 55-65 m (inscription « NO DATA»). Cette forte dispersion est supposée provenir de la topographie de surface complexe à cet endroit.

Comme pour le profil longitudinal, l'analyse de l'image de résistivité du profil transverse PE2 montre la présence en surface d'une zone de faible résistivité, inférieure à $100 \Omega.m$. Malgré une profondeur d'investigation limitée du fait de la longueur du profil (94,5

m), il apparaît toutefois que le matériau instable repose sur un substratum de résistivité plus importante (supérieure à $300 \Omega.m$ en moyenne), à une profondeur de 8 à 10 m environ. En se fondant sur la valeur de $100 \Omega.m$ obtenue à partir du profil PE1 pour délimiter le matériau instable du substratum, la délimitation du matériau instable sur le profil PE2 est tracée en pointillés noirs (figure 5.6a). En termes de géométrie, l'épaisseur du glissement apparaît variable latéralement, avec une profondeur d'environ 5 m dans la partie Ouest (abscisses inférieures à 50 m) et d'environ 10 m dans la partie Est.

Des résultats similaires sont obtenus sur les profils électriques transverses PE3 et PE4 (figure 5.6b et c) situés un peu plus bas, avec là aussi une augmentation de l'épaisseur du glissement en partie Est. Le profil de sismique réfraction PS3 réalisé à la même position (figure 5.6b) a été inversé en considérant un modèle initial fondé sur l'interprétation des tirs aller et retour et sur les résultats de Brönnimann (2011). Le modèle inversé présente des vitesses sismiques V_P inférieures à $1000 m.s^{-1}$ au sein du glissement, en accord avec le profil longitudinal présenté en figure 5.5a. V_P augmente ensuite de façon croissante avec la profondeur, pour atteindre environ $3000 m.s^{-1}$ à partir de 10-15 m de profondeur (vitesse initiale considérée pour le modèle d'inversion). Le contraste de vitesse sismique entre le glissement et le substratum encaissant est en revanche trop peu important pour permettre de tracer la limite du glissement sur ce profil. Pour le profil PS2, les ondes de surface de Rayleigh ont été inversées en considérant une courbe de dispersion moyenne des deux tirs en limites de glissement (figure 5.4). La prise en compte d'une courbe de dispersion moyenne sur les deux tirs permet de pallier l'hétérogénéité latérale importante du glissement et de considérer une évolution moyenne de V_S avec la profondeur le long du profil PS2. L'espace des paramètres considéré pour l'inversion ainsi que l'échelle de couleur relative à l'erreur RMS sont les mêmes que pour le profil PS1. Le profil de V_S obtenu après inversion montre une première couche caractérisée par une vitesse $V_S = 350 m.s^{-1}$ de 0 à 4-5 m de profondeur, et une seconde couche de vitesse $V_S = 700 m.s^{-1}$ au-delà de 5 m de profondeur. Ces résultats sont comparables avec le profil de tomographie en ondes S longitudinal PS1 présenté en figure 5.5b. Ces résultats concordent également avec l'image de résistivité du profil PE3, avec une limite de glissement située à 5 m en moyenne.

FIGURE 5.6: Figure *cf.* page suivante. Résultats de la prospection géophysique de 2014 pour les profils transversaux au glissement. a) Profil électrique PE2. b) Profil de sismique réfraction PS3 et profil électrique PE3 réalisés au même endroit. Un profil de V_S est indiqué, il résulte de l'inversion de la courbe de dispersion moyenne des deux tirs aux limites latérales du glissement. c) Profil électrique PE4. Les pointillés indiquent la position estimée de la surface de rupture à partir de l'isovaleur $100 \Omega.m$ repérée sur les profils électriques.

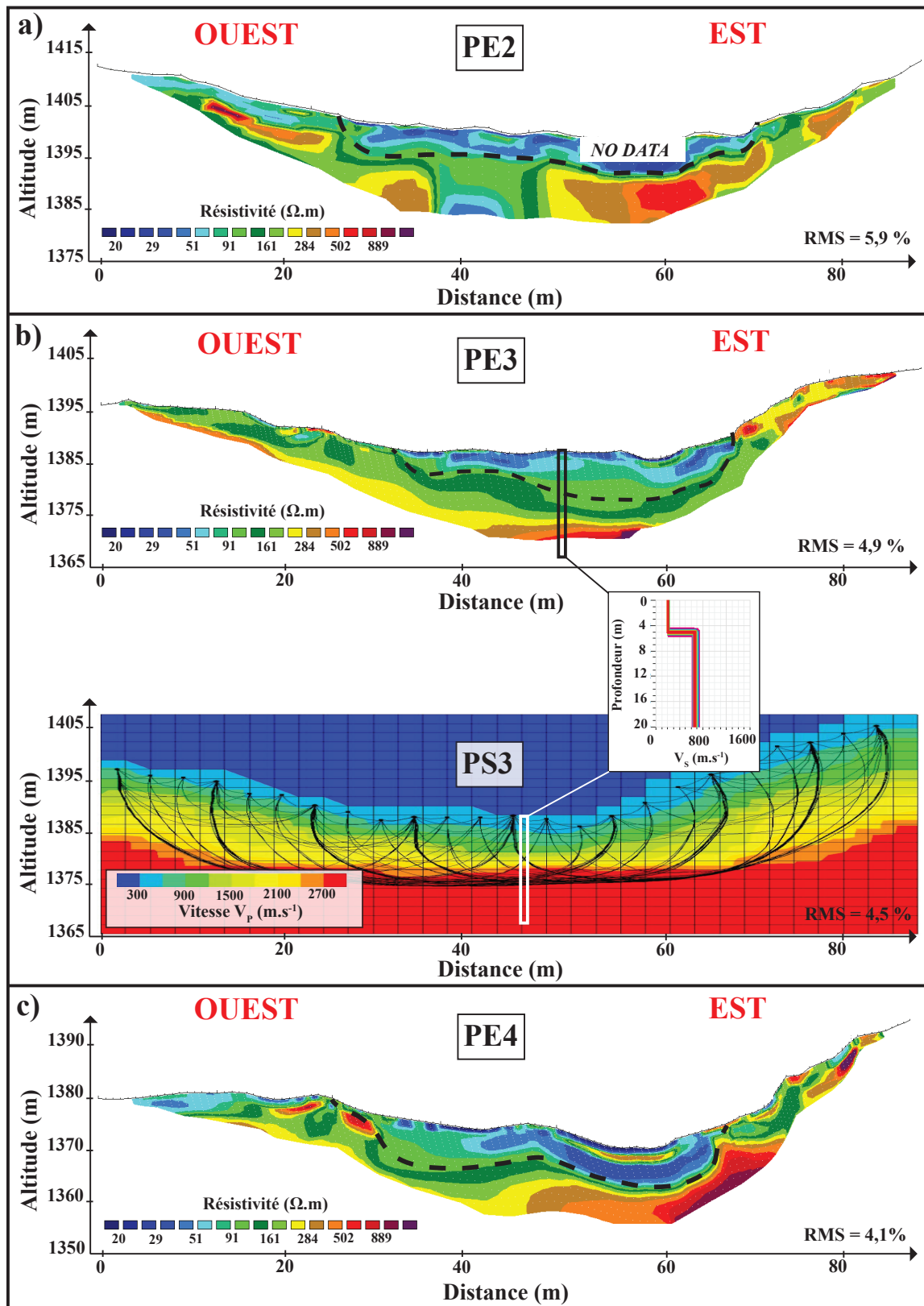


FIGURE 5.6: Légende : cf. page précédente.

5.3 Conclusions

L'utilisation en 2014 de méthodes géophysiques combinées de sismique réfraction, d'ondes de surface, et électrique a permis d'établir de façon plus précise qu'en 2009 la géométrie et les caractéristiques géophysiques du glissement dans la zone du monitoring électrique grâce à une meilleure résolution des profils. Les résultats obtenus par les différentes méthodes lors des deux campagnes de prospection concordent, et permettent d'établir une coupe schématique du glissement dans sa zone de transport et d'accumulation. La coupe est présentée à la figure 5.7. Le glissement est caractérisé par des résistivités faibles, inférieures à $100 \Omega.m$, avec $V_P < 1000 \text{ m.s}^{-1}$ et $V_S < 400 \text{ m.s}^{-1}$, montrant la faible compacité du matériau. Le substratum stable encaissant le glissement est caractérisé par des résistivités plus importantes, supérieures à $300 \Omega.m$ en moyenne, avec $V_P > 2000 \text{ m.s}^{-1}$ et $V_S > 800 \text{ m.s}^{-1}$. Enfin, la profondeur de la surface de rupture est variable latéralement : elle est située entre 5 et 10 m dans la partie Ouest, et à une dizaine de mètres dans la partie Est. Les profils électriques et sismique réfraction n'ont pas permis de localiser une éventuelle nappe en profondeur. Les résultats obtenus lors de ces deux prospections en termes de géométrie du glissement et d'évaluation des paramètres géophysiques seront utilisés dans la suite de ce manuscrit pour l'interprétation des données du monitoring électrique et sismique.

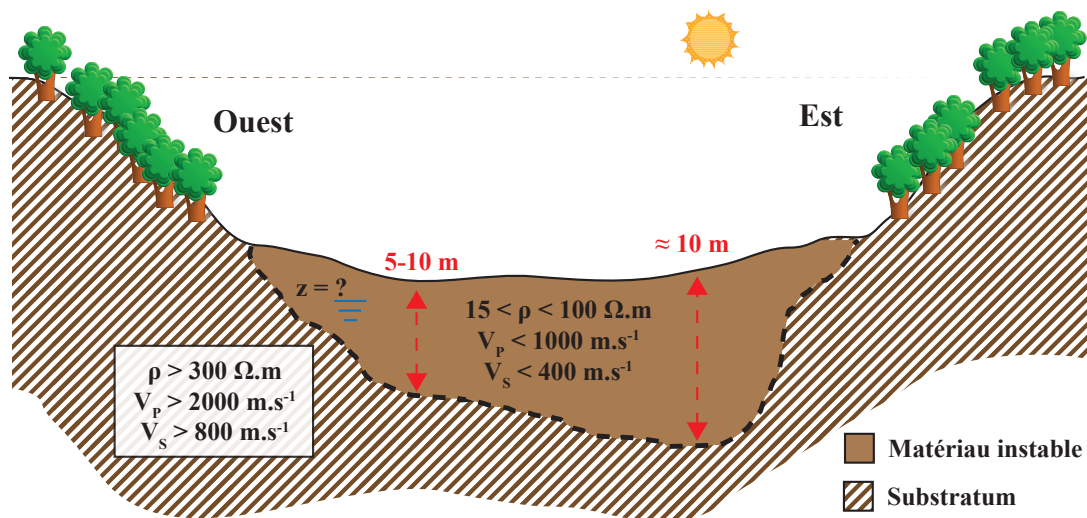


FIGURE 5.7: Coupe schématique du glissement dans la zone de transport et d'accumulation. Les valeurs de résistivité, V_P et V_S sont tirées des résultats produits par les prospections géophysiques de 2009 et 2014

Chapitre 6

Modélisation numérique du monitoring électrique

6.1 Problématiques et objectifs de la modélisation

Le système de monitoring électrique installé sur le glissement du Pont-Bourquin est caractérisé par une géométrie particulière, avec la disposition de deux lignes d'électrodes de part et d'autre du glissement. L'installation des électrodes sur des zones stables immobiles, et non pas sur la masse instable, présente l'avantage de ne pas créer d'artefacts de mesure liés au déplacement des électrodes, comme cela a pu être observé sur certains glissements (Wilkinson *et al.*, 2010, 2015a). Dans de tels cas, la dérive des électrodes le long du profil doit être suivie lors de chaque acquisition afin de modifier en conséquence les facteurs géométriques des quadripôles de mesure. Dans le cas du glissement du Pont-Bourquin, les tomographies électriques effectuées en différentes zones du glissement (chapitre 5) montrent un contraste de résistivité de l'ordre de 10 entre le matériau en mouvement conducteur et le substratum résistif (figure 5.5 du chapitre 5). Le principe du système de monitoring électrique utilisé ici repose ainsi sur la préférence des lignes de courant à se propager dans les matériaux conducteurs, et ainsi à aller investiguer la zone instable du glissement. La sensibilité d'un tel dispositif à des variations de résistivité au sein du glissement reste cependant à évaluer. Nous proposons ici d'effectuer un travail de modélisation numérique du système de monitoring électrique installé sur le glissement du Pont-Bourquin. Un modèle simplifié du glissement est tout d'abord décrit, avant de simuler l'acquisition des mesures effectuées sur le terrain. Des anomalies de résistivité de différents types sont ensuite introduites dans le modèle afin d'évaluer la sensibilité du système.

6.2 Paramétrisation du modèle et tests

6.2.1 Description du modèle

Les modélisations ont été effectuées en utilisant l’outil de modélisation F3DM (« forward 3D modelling ») fonctionnant avec le logiciel de calcul par éléments finis Comsol Multiphysics (<http://www.comsol.com>) et Matlab (<http://fr.mathworks.com/products/matlab/>). Le code de l’outil F3DM a été développé par Rémi Clément de l’IRSTEA d’Antony, en France (Clément *et al.*, 2011; Clément et Moreau, 2016). Il permet la mesure automatique des différences de potentiel résultant d’une injection de courant, pour des géométries 3D diverses. La géométrie du glissement considéré dans le modèle est très simple. La figure 6.1a en illustre les caractéristiques principales. Un contraste de résistivité de 10 est considéré entre le substratum ($500 \Omega.m$) et le matériau instable ($50 \Omega.m$), en accord avec les résultats des profils de résistivité obtenus lors des prospections géophysiques (chapitre 5). Le glissement est décrit par une forme trapézoïdale, large de 30 m en surface et de 15 m à 10 m de profondeur. Deux lignes d’électrodes sont placées de part et d’autre du glissement, sur les rives stables, à 1 m de la limite du glissement. Comme sur le terrain, la partie gauche du modèle (Ouest) est équipée de 24 électrodes espacées de 4 m (longueur totale de 92 m) et 12 électrodes espacées de 4 m en rive droite (Est), centrées sur la ligne d’électrode Ouest. Afin de ne pas provoquer d’effets de bord du fait des conditions d’isolation électrique aux limites du modèle, celui-ci est prolongé de 200 m dans les directions perpendiculaires et parallèles au glissement (figure 6.1b). Des tests ont été effectués avec des limites de modèle plus proches des lignes d’électrodes, aucune différence n’a été détectée. Le maillage considéré est composé d’éléments triangulaires regroupés en deux types de milieux, raffiné et grossier, dont les caractéristiques sont définies dans le tableau 6.1.

	Type	Taille minimale d’éléments	Taille maximale d’éléments	Taux de croissance
Milieu 1	Domaine	7,2	40	1,5
Milieu 2	Domaine	0,3	20	1,4

TABLE 6.1: Caractéristiques du maillage considéré pour le modèle numérique (16 domaines, 93 850 éléments de domaine).

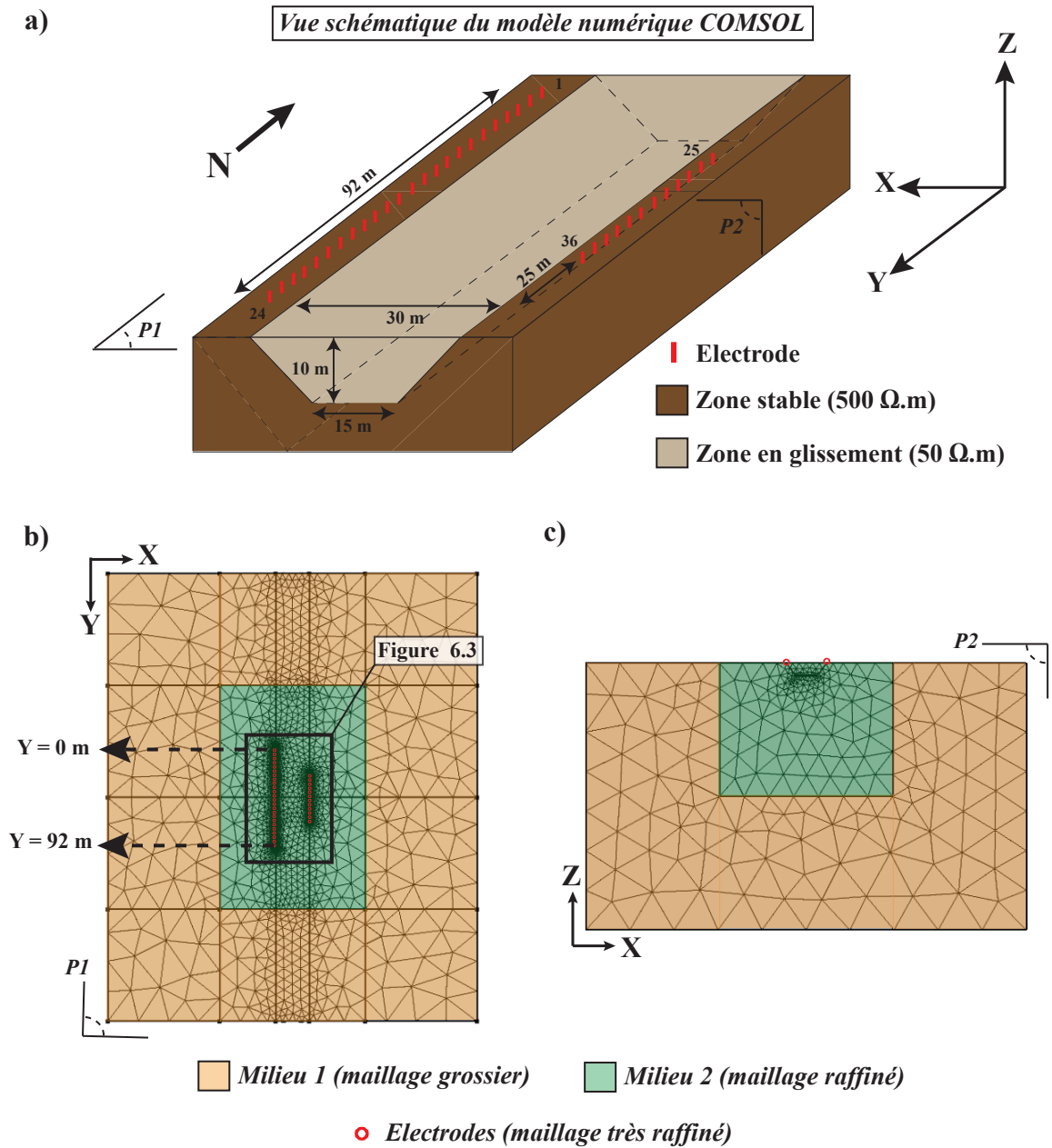


FIGURE 6.1: a) Vue schématique du modèle numérique COMSOL. b) Aperçu du maillage dans le plan P1 (X-Y). c) Aperçu du maillage dans le plan P2 (X-Z).

Une représentation du maillage est présentée sur les figures 6.1b et c selon les plans de coupe P1 (X-Y) et P2 (X-Z) définis en figure 6.1a. Le maillage grossier (milieu 1 en orange sur les figures 6.1b et c) est utilisé dans les zones à distance du glissement. Il est caractérisé par une taille minimale d'éléments de 7,2 m et une taille maximale de 40 m. Le taux de croissance d'un élément à l'autre est de 1,5 au maximum. Le maillage plus raffiné (milieu 2 en vert sur les figures 6.1b et c) est utilisé dans la zone à proximité directe du glissement de terrain et des électrodes. Il est caractérisé par une taille minimale d'éléments de 0,3 m, et une taille maximale de 20 m. Le taux de croissance d'un élément à l'autre est de 1,4 au maximum. Les électrodes sont considérées comme infiniment petites dans le modèle (i.e., ponctuelles). Ce dernier comprend ainsi 16 domaines et près de 94 000 éléments de domaine, avec 16 000 éléments de surface. Des maillages plus raffinés ont été testés sans que cela ne change les résultats. Le maillage défini ici a donc été choisi afin de privilégier un temps de calcul le plus court possible (environ 20 min suivant les modèles, sur une machine dotée d'un processeur i7-3540M cadencé à 3,0 GHz).

6.2.2 Description des quadripôles utilisés sur le terrain

Une fois le modèle construit, les mesures expérimentales effectuées sur le glissement du Pont-Bourquin ont été simulées. Intéressons-nous dans un premier temps à la géométrie des quadripôles utilisés sur le terrain. Des travaux de modélisation numérique antérieurs à l'installation du système de monitoring électrique ont été effectués en 2013 à l'aide du logiciel Res3Dmod développé par [Loke et Barker \(1996\)](#). L'objectif était d'évaluer le type de quadripôle le plus sensible à des variations de résistivité en profondeur dans le cas d'un système avec les électrodes placées de part et d'autre du glissement. Le modèle numérique considéré dans cette étude est présenté sur les figures 6.2a, b et c. Pour ce travail, le glissement a été modélisé de façon plus grossière que la modélisation plus récente sous Comsol : la zone en glissement est caractérisée par une géométrie en escalier, avec une largeur de 30 m en surface, 10 m à la base, sur 10 m de profondeur. La configuration en escalier est provoquée par le maillage carré utilisé par le logiciel Res3Dmod (mailles de 1 m de côté). Les figures 6.2a et b rendent compte d'un modèle de glissement représentatif d'un temps t_1 , où le matériau instable ($50 \Omega.m$) est homogène de la surface jusqu'à la base. Le modèle en figure 6.2 représente le glissement à un temps t_2 où le matériau instable à la base s'est fluidifié. La fluidification est considérée ici comme faisant diminuer la résistivité du matériau (de 50 à 25 $\Omega.m$). Plusieurs géométries de quadripôles ont été testées pour évaluer leur sensibilité à l'introduction de cette couche conductrice à la base du glissement. Les résultats principaux obtenus par cette modélisation préliminaire sont présentés en figure 6.2d. Il apparaît que les quadripôles les plus sensibles à des variations de résistivité au sein du glissement sont de type Dipôle-Dipôle (DD) transversaux, avec chaque dipôle de part et d'autre du glissement.

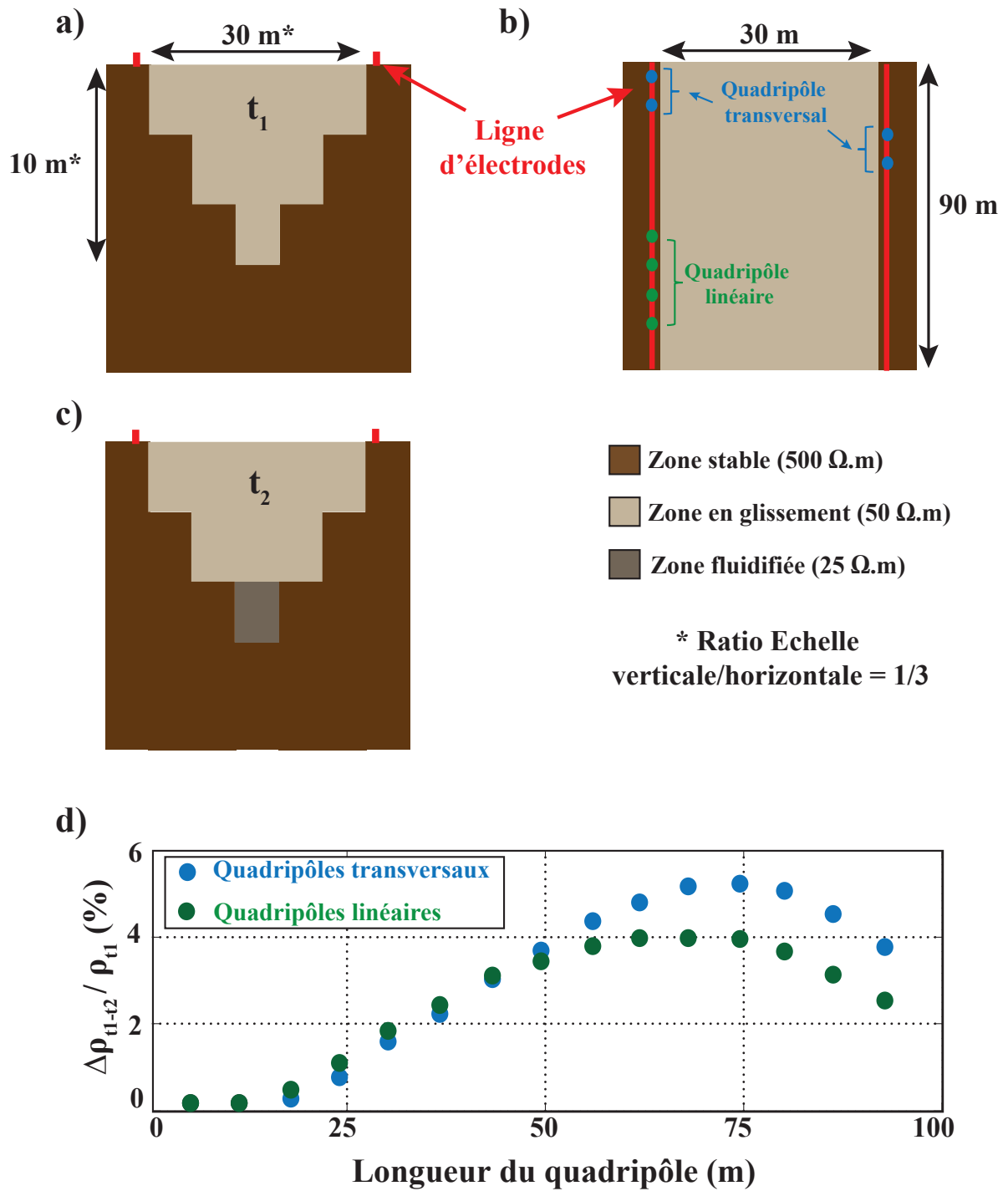


FIGURE 6.2: Légende *cf.* page suivante

FIGURE 6.2: Figure *cf.* page précédente. a) Modélisation numérique de la réponse électrique du glissement de terrain sur le logiciel Res3Dmod (Loke et Barker, 1996). a) Vue en coupe du modèle bicouche représentant le glissement à un temps t_1 . La zone en rupture est caractérisée par une largeur de 30 m en surface, et 10 m à la base. La profondeur estimée du glissement est de 10 m. b) Vue en plan du modèle bicouche représentant le glissement à un temps t_1 . Deux lignes de 24 électrodes chacune sont placées de part et d'autre du glissement, sur les rives stables. Espacement entre électrodes : 4 m. c) Vue en coupe du modèle tri-couche représentant le glissement à un temps t_2 . Le modèle est caractérisé par une couche de plus faible résistivité ($25 \Omega.m$), à la base du glissement pour simuler une fluidification du matériau à cette profondeur. d) Variations de résistivité apparente mesurées entre les modèles t_1 et t_2 en simulant deux types de quadripôles : des quadripôles transversaux (en bleu) avec chaque dipôle de part et d'autre du glissement, et des quadripôles linéaires (en vert) avec les 4 électrodes sur un côté du glissement. Les mesures transversales apparaissent plus sensibles à la variation de résistivité en profondeur que les mesures linéaires.

Au vu de ces résultats, le protocole d'acquisition choisi sur le glissement du Pont-Bourquin comportait exclusivement des mesures de type DD transversal. La figure 6.2b présente un tel type de mesure transversale DD, avec la position du dipôle d'injection (électrodes AB) sur une rive du glissement et celle du dipôle de potentiel (électrodes MN) sur l'autre rive. Le protocole d'acquisition utilisé sur le glissement comporte les caractéristiques suivantes :

- 1654 quadripôles
- 827 quadripôles directs et 827 quadripôles réciproques (inversion des dipôles d'injection et de potentiel) afin d'évaluer la qualité des mesures effectuées sur le terrain
- la longueur des dipôles varie de 4 à 44 m ($L_{AB} = L_{MN}$)

6.2.3 Méthode de positionnement des quadripôles de mesure

L'acquisition de mesures de résistivité apparente sur deux lignes d'électrodes de part et d'autre du glissement et l'absence d'inversion rend difficile la localisation du volume de sol investigué par chaque quadripôle. Une manière de localiser et représenter les mesures effectuées consiste à considérer un plan de pseudo-section placé entre les deux lignes d'électrodes, au milieu du glissement. Ce plan est présenté en figure 6.3a par la ligne pointillée bleue. Chaque quadripôle de mesure est alors caractérisé par :

- la position du milieu du quadripôle le long de l'axe Y
- sa longueur $L_{AB} = L_{MN}$

- son angle de déviation α par rapport au plan de la pseudo-section (calculé par la droite reliant le milieu des deux dipôles)
- la pseudo-profondeur investiguée z_{app} , évaluée d'après la méthode de [Loke et Barker \(1996\)](#) et égale à la moyenne des pseudo-profondeurs z_{app1} et z_{app2} des longueurs BM et AN (figure 6.3b)
- sa résistivité apparente ρ_a

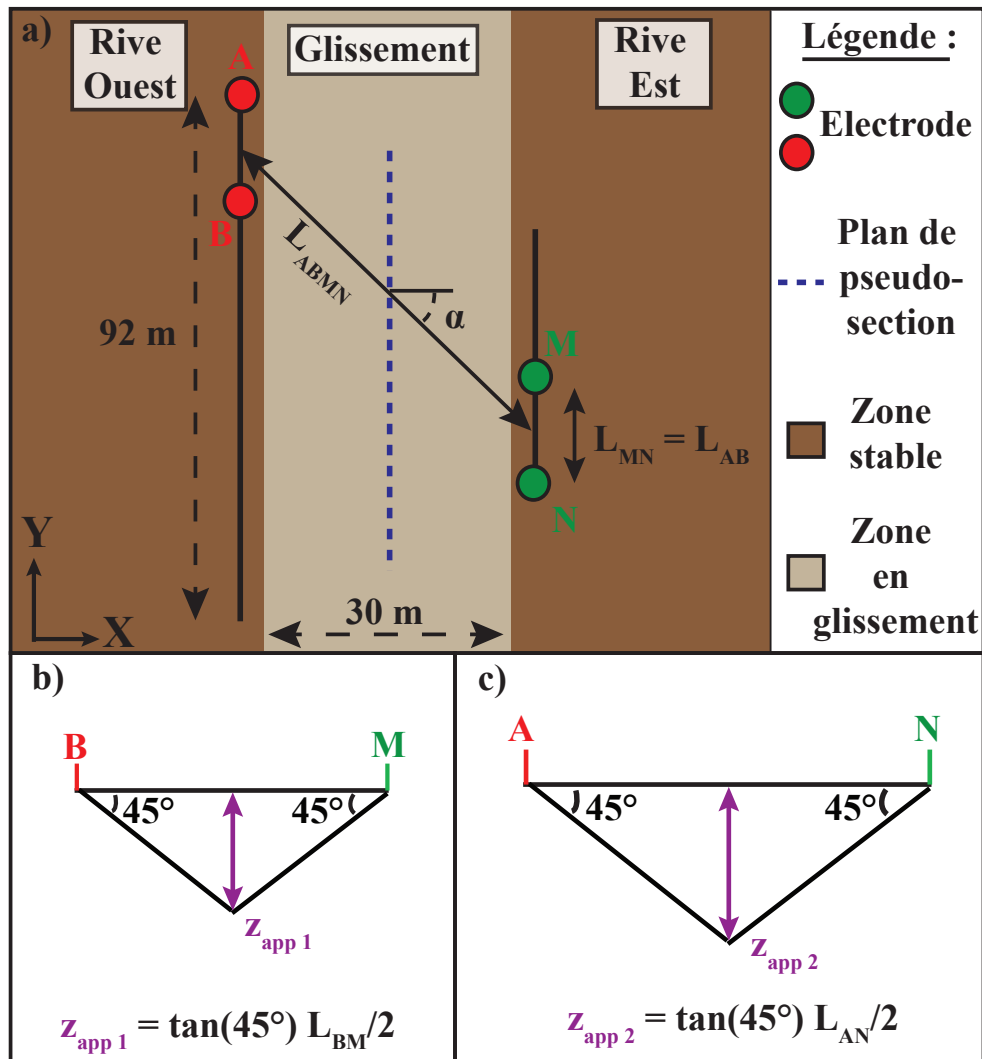


FIGURE 6.3: Stratégie de représentation des données sous forme de pseudo-section. a) Vue aérienne schématique du dispositif de monitoring électrique. Les quadripôles de mesure sont placés sur un plan de pseudo-section entre les deux lignes d'électrodes. b et c) Calcul des pseudo-profondeurs z_{app1} et z_{app2} relatives aux distances BM et AN, respectivement, selon la méthode proposée par ([Loke et Barker, 1996](#)). La pseudo-profondeur du quadripôle est ici considérée comme la moyenne de z_{app1} et z_{app2} .

6.2.4 Résultats

Les valeurs de résistivité apparente obtenues après simulation des 827 quadripôles transversaux directs sont présentées en figure 6.4 sur le plan de la pseudo-section. Les quadripôles sont positionnés en fonction de leur pseudo-profondeur z_{app} et de la position du milieu du quadripôle le long de l'axe Y. Les résistivités apparentes calculées par le logiciel varient de quelques $\Omega.m$ à plus de 1000 $\Omega.m$. L'obtention de résistivités apparentes supérieures à 500 $\Omega.m$ (la résistivité maximale considérée dans le modèle) provient des facteurs géométriques de certains quadripôles qui peuvent atteindre plusieurs milliers de mètres. La plupart des quadripôles présentent cependant des résistivités apparentes calculées inférieures à 500 $\Omega.m$, ce qui montre que la réalisation de mesures en travers du glissement permet d'investiguer le matériau au sein de la masse instable. Du fait de l'absence d'inversion, les valeurs de pseudo-profondeur ne sont qu'indicatrices du volume de sol investigué par le quadripôle. L'utilisation d'un tel paramètre, qui dépend de la longueur du quadripôle (figure 6.3b), permet cependant de remarquer que les quadripôles caractérisés par les plus grandes pseudo-profondeurs sont situés aux extrémités de la pseudo-section, et non pas au milieu comme dans le cas de profils linéaires d'électrodes. Ceci s'explique par la géométrie particulière du dispositif d'électrodes avec la ligne en rive Est qui est moitié plus courte que celle en rive Ouest. Enfin, le positionnement des quadripôles dans le plan de la pseudo-section déterminée en figure 6.4 paraît chaotique et ne permet pas d'évaluer de possibles zones distinctes de résistivité. La localisation sur la pseudo-section d'anomalies de différentes résistivités sera abordée dans la section suivante de ce chapitre.

6.3 Evaluation de la sensibilité du système de monitoring

Dans cette section, plusieurs cas d'études sont abordés afin d'évaluer la sensibilité du système d'électrodes lorsque des anomalies de résistivité sont introduites dans le glissement. Dans un premier temps, nous étudions la capacité du monitoring à localiser une anomalie en fonction de sa position le long de l'axe Y et de sa profondeur. Dans un second temps, nous évaluons l'effet que pourrait avoir la pluie sur les mesures effectuées sur le terrain.

6.3.1 Localisation d'une anomalie selon l'axe de la pseudo-section

Dans ce cas d'étude, deux modèles de glissement sont considérés. Le premier modèle ne comporte pas d'anomalie (figure 6.5a, modèle 1). Le second est caractérisé par la présence d'une anomalie cubique de 5 m de côté, de faible résistivité ($\rho = 10 \Omega.m$), localisée au milieu du glissement et du dispositif d'électrodes, à la position $Y = 45$ m et à 5 m de profondeur. La taille de l'anomalie ainsi que le contraste de résistivité entre l'anomalie et le matériau instable (10 $\Omega.m$ contre 50 $\Omega.m$) sont pris délibérément

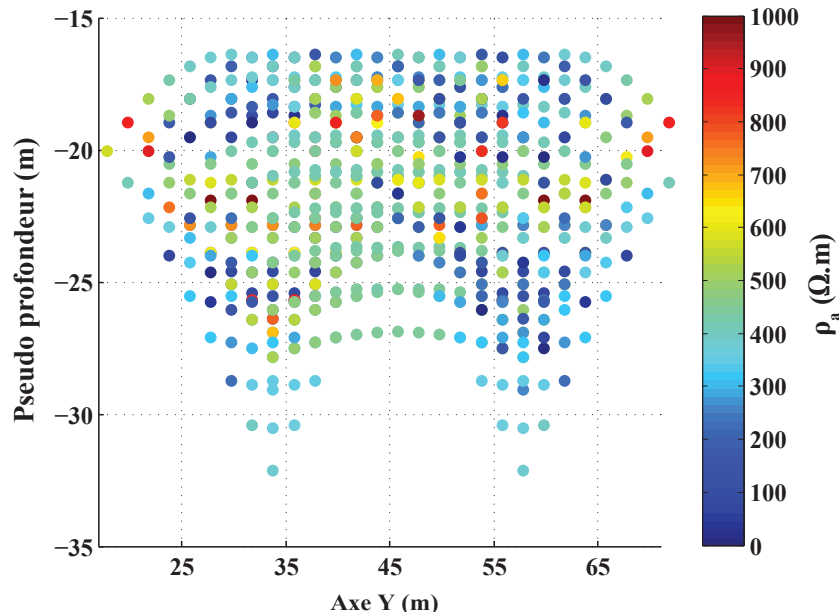


FIGURE 6.4: Résultats de la simulation de l'acquisition de 827 quadripôles transversaux et positionnement sur le plan de la pseudo-section décrite en figure 6.3.

grands afin de pouvoir faciliter sa localisation. Après simulation des 827 quadripôles sur les modèles 1 et 2, les différences obtenues entre les deux modélisations sont étudiées. Pour cela, le pourcentage de variation de résistivité apparente $\Delta\rho_a/\rho_a$ est calculé pour chaque quadripôle entre les deux modèles. Les résultats sont présentés en figure 6.5b sur le plan de la pseudo-section, avec la position de l'anomalie indiquée selon l'axe Y. Les variations de résistivité apparente entre les deux modèles sont pour la plupart négatives, mais certaines variations positives apparaissent sur la pseudo-section. Le pourcentage de quadripôles présentant des variations de résistivité positives varie en fonction du type d'anomalie et de sa position, et peut aller de quelques pourcents à plus de 10 %. Le signe de telles variations peut probablement s'expliquer par la modification des champs d'équipotentiels lorsqu'une anomalie est introduite dans le modèle. Cette modification n'est pas pris en compte dans le calcul du facteur géométrique des quadripôles. Par ailleurs, les différences de potentielles mesurées sur certains quadripôles (moins de 5 %) sont très faibles, inférieures au mV. Ces quadripôles sont d'autant plus sensibles à des modifications du trajet des champs d'équipotentiels, et peuvent par conséquent montrer des variations de résistivité apparente positive d'un modèle à l'autre. Les cas étudiés dans ces travaux de modélisation ne considèrent que des anomalies caractérisées par des résistivités plus faibles que le matériau encaissant. Nous n'afficherons donc par la suite que les quadripôles présentant des variations de résistivité négatives. Dans le cas présenté ici avec une anomalie conductrice cubique, 15 % des quadripôles présentent une variation de résistivité apparente inférieure à -5 %

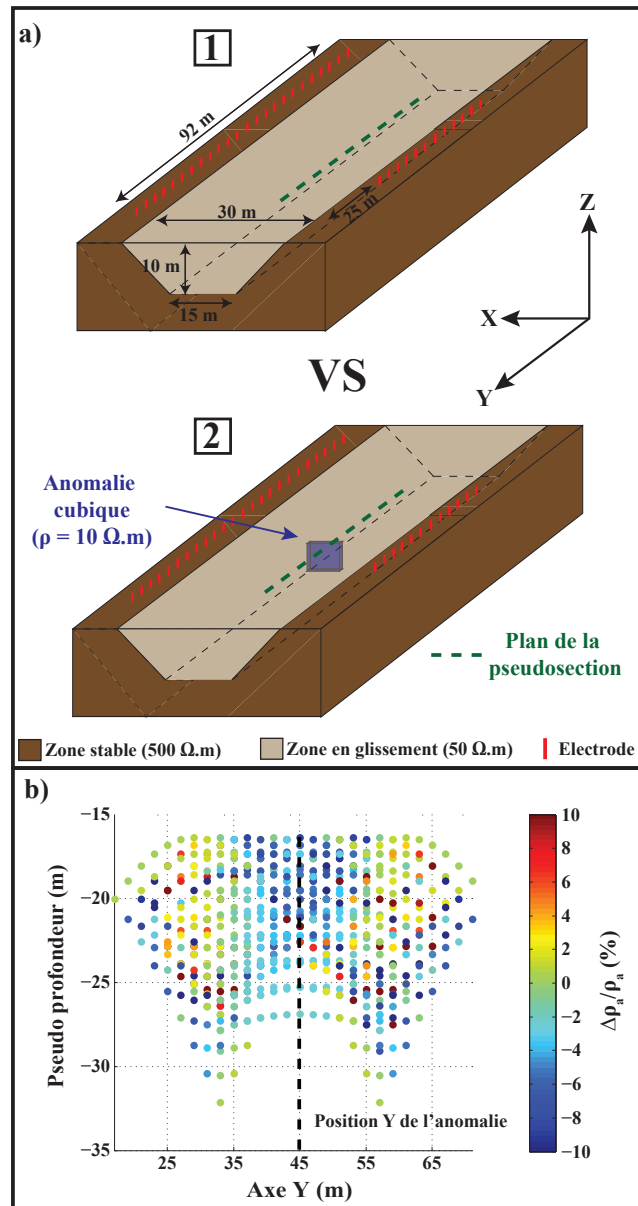


FIGURE 6.5: Cas de l'introduction d'une anomalie de résistivité dans le glissement. a) Modèles numériques de résistivité. Le modèle 2 est caractérisé par une anomalie cubique de 5 m de côté et une résistivité de 10 $\Omega.m$. L'anomalie est placée au milieu du glissement et du dispositif d'électrodes. b) Variations de résistivité apparente $\Delta\rho_a/\rho_a$ entre les modèles 1 et 2 indiqués en a.

Sur la figure 6.5b, les quadripôles caractérisés par des variations de résistivité négatives sont pour la plupart centrés selon la position $Y = 45$ m. Il apparaît cependant que de nombreux quadripôles présentent des variations de résistivités apparentes négatives sans être positionnés à proximité de l'anomalie (par exemple vers les abscisses 25 et 65 m,

pour une pseudo-profondeur de -25 m). Ces quadripôles sont caractérisés par des dipôles d'injection et de potentiel très éloignés l'un de l'autre et donc par un angle de déviation α important par rapport au plan de la pseudo-section (figure 6.3a). Une solution permettant une meilleure localisation de l'anomalie consiste donc à afficher seulement des quadripôles présentant des angles de déviation faibles (inférieurs à 10°). De tels quadripôles investiguent un volume de sol moins important. Ils sont par conséquent susceptibles de pouvoir détecter plus précisément des anomalies et de mieux les positionner sur la pseudo-section. L'affichage des quadripôles présentant un angle de déviation inférieur à 10° est illustré en figure 6.6a. Les variations de résistivité apparente les plus fortes entre les modèles 1 et 2 sont correctement localisées à la position $Y = 50$ m, avec des variations de résistivité plus faibles sur les côtés. Des cas similaires sont présentés sur les figures 6.6b et c avec le centre de l'anomalie respectivement sur la position $Y = 35$ m et $Y = 55$ m. Dans les deux cas, l'utilisation des quadripôles présentant un angle de déviation inférieur à 10° permet de localiser correctement la position de l'anomalie selon l'axe Y.

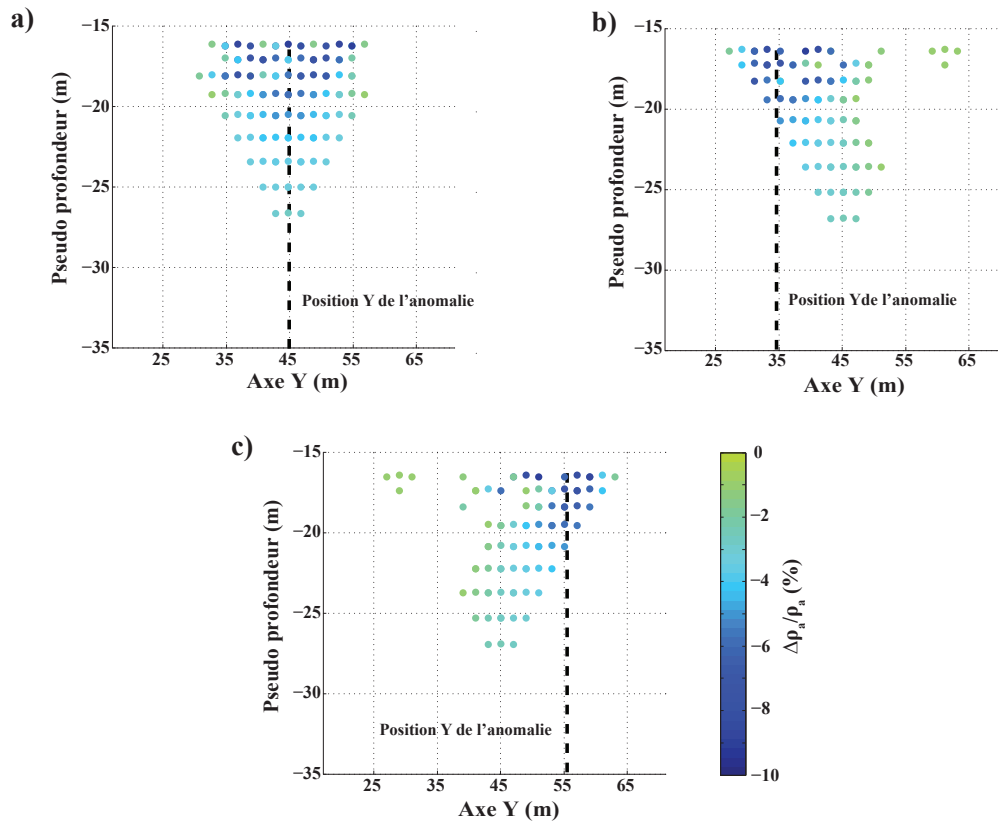


FIGURE 6.6: Variations négatives de résistivité apparente $\Delta\rho_a/\rho_a$ entre les modèles 1 et 2 indiqués en figure 6.5a pour les quadripôles présentant un angle de déviation inférieur à 10° . Seules les variations négatives ou nulles sont indiquées. a) Centre de l'anomalie à $Y = 45$ m. b) Centre de l'anomalie à $Y = 35$ m. c) Centre de l'anomalie à $Y = 55$ m.

6.3.2 Localisation d'une anomalie selon sa profondeur

Dans ce cas d'étude, nous considérons de nouveau un modèle sans anomalie (modèle 1 présenté en figure 6.5a) et un modèle avec une anomalie cubique de 5 m de côté et de résistivité $10 \Omega.m$, placée au milieu du glissement et du dispositif d'électrodes (modèle 2 présenté en figure 6.5a). Cette fois-ci, l'anomalie n'est plus déplacée selon l'axe Y mais selon l'axe Z, afin d'évaluer la sensibilité du système de monitoring à l'introduction d'une anomalie en profondeur. Plusieurs cas sont testés, avec des anomalies situées à $Z = -2,5 \text{ m}$, $Z = -5 \text{ m}$, $Z = -7,5 \text{ m}$ et $Z = -15 \text{ m}$. Les résultats présentés en figure 6.7 montrent une nette différence entre les figures 6.7c et d, aucun quadripôle ne présentant des variations inférieures à -2 % en figure 6.7d. Ces résultats mettent en évidence une diminution franche de la sensibilité des quadripôles avec $\alpha < 10^\circ$ lorsque l'anomalie dépasse la dizaine de mètres de profondeur (ce qui correspond à une anomalie située en dessous de la surface de rupture du glissement). Ces résultats montrent encore une fois que les lignes de courant se propagent préférentiellement dans la zone du matériau instable, plus conducteur que le substratum. Le système d'acquisition paraît ainsi peu sensible à des variations de résistivité en dessous de la surface de rupture du glissement. Enfin, la localisation approximative de la profondeur de l'anomalie semble difficile en considérant les quadripôles avec $\alpha < 10^\circ$ qui ne présentent presque aucune différence entre le cas où l'anomalie se situe à $Z = -2,5 \text{ m}$ (figure 6.7a) et $Z = -7,5 \text{ m}$ (figure 6.7c). Ceci pourrait être lié à la taille importante de l'anomalie considérée (cube de 5 m de côté), et au fait que les quadripôles de mesure investiguent l'ensemble de la tranche de sol instable, depuis la surface jusqu'à la base du glissement.

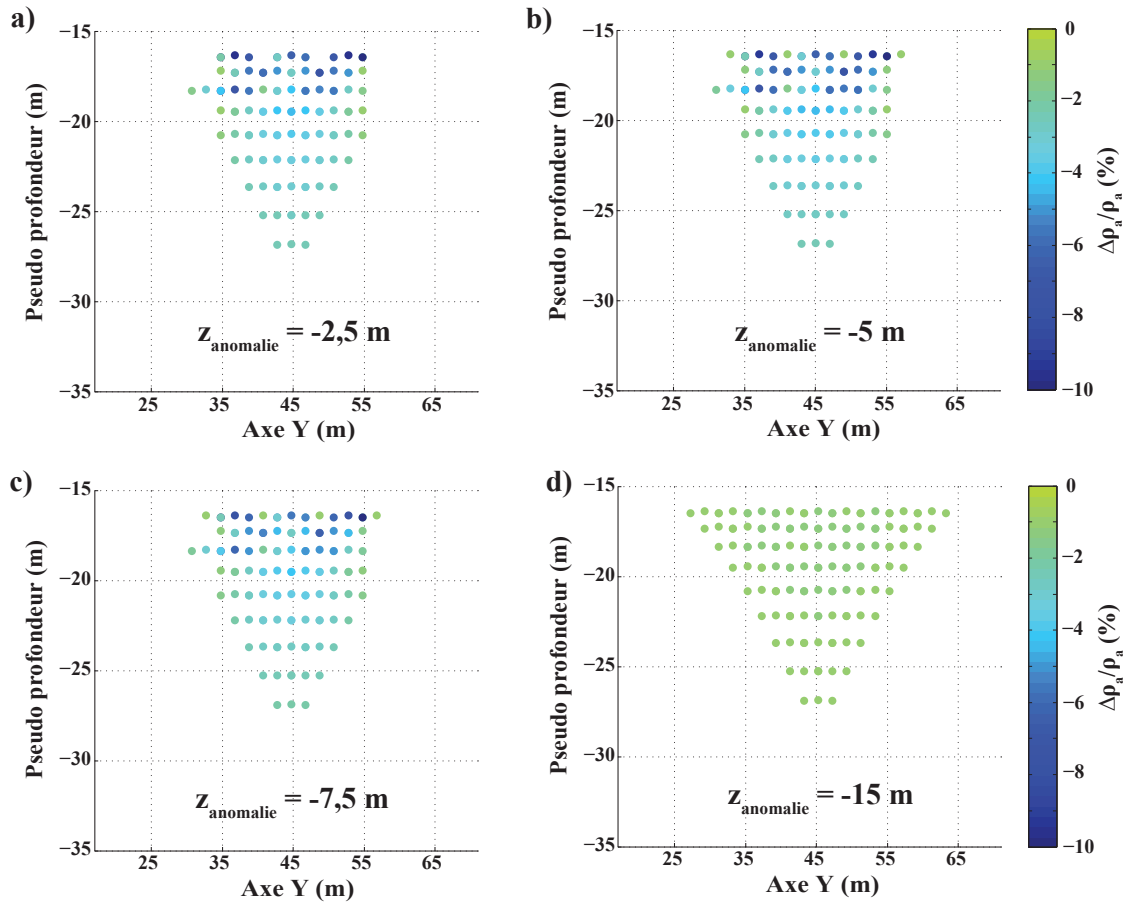


FIGURE 6.7: Variations négatives de résistivité apparente $\Delta\rho_a/\rho_a$ entre les modèles 1 et 2 indiqués en figure 6.5a pour les quadripôles présentant un angle de déviation α inférieur à 10° . Seules les variations négatives ou nulles sont indiquées. a) Centre de l'anomalie à $Z = -2,5$ m. b) Centre de l'anomalie à $Z = -5$ m. c) Centre de l'anomalie à $Z = -7,5$ m. d) Centre de l'anomalie à $Z = -15$ m.

6.3.3 Localisation d'une couche conductrice à la base du glissement

Considérons maintenant un modèle où une couche de 1 m d'épaisseur est introduite à la base de glissement, sur toute sa longueur. Cette couche de faible résistivité est ici introduite pour simuler le cas d'une couche fluidifiée à la base du glissement, comme considéré par Mainsant *et al.* (2012b) pour expliquer le départ d'une coulée en 2010 sur le glissement du Pont-Bourquin. La couche est caractérisée par une résistivité plus faible que le matériau instable sus-jacent (25 Ω .m contre 50 Ω .m). Le modèle correspondant est décrit à la figure 6.8a (modèle 2). Le ratio de résistivité considéré ici entre le matériau fluidifié (conducteur) et non fluidifié (plus résistif) pourrait être lié à une augmentation des teneurs en eau dans la couche proche de la surface de rupture du fait de chemin d'infiltrations préférentiels. Ce modèle est comparé à celui sans couche fluidifiée (figure 6.8a, modèle 1). Les résultats sont présentés en figures 6.8b et c en indiquant respectivement l'ensemble des quadripôles avec des variations négatives sans distinction d'angle de déviation α (figure 6.8b), et ceux caractérisés par $\alpha < 10^\circ$ (figure 6.8c). L'analyse de la figure 6.8b met en évidence la sensibilité de l'ensemble des quadripôles à la couche de faible résistivité introduite à la base du glissement, avec 20 % des quadripôles qui présentent une variation de résistivité apparente inférieure à -5 %. 70 % des quadripôles présentent une variation de résistivité apparente inférieure à -2%. Les quadripôles les plus sensibles à la couche basale sont placés aux extrémités de la pseudo-section, ce qui correspond aux quadripôles les plus longs (et les plus déviés par rapport au plan de la pseudo-section). Ces quadripôles sont donc ceux dont les lignes de courant sont les plus longitudinales au glissement, ce qui peut expliquer leur plus grande sensibilité à l'introduction de la couche basale. Enfin, la figure 6.8c, qui présente la variation observée par les quadripôles avec $\alpha < 10$, met en évidence la sensibilité identique de ces quadripôles à la couche basale. Ces résultats tendent à confirmer l'hypothèse émise dans la section précédente, dédiée à la localisation en profondeur de l'anomalie : ces quadripôles investiguent l'ensemble du volume de sol instable, de la surface jusqu'à la base du glissement.

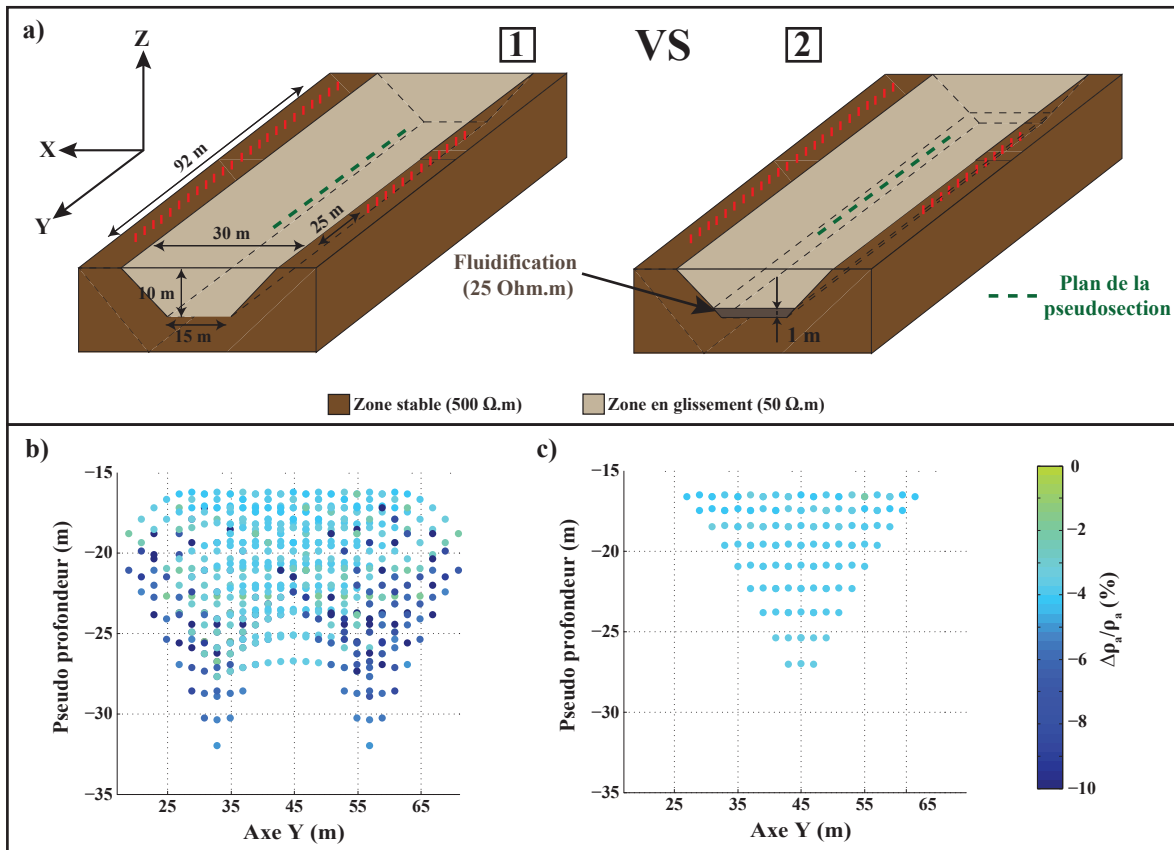


FIGURE 6.8: Cas d'une couche de faible résistivité à la base du glissement pour modéliser la fluidification du matériau argileux. a) Modèles numériques de résistivité. Le modèle 2 est caractérisé par une couche de faible résistivité (25 $\Omega.m$) épaisse de 1 m à la base du glissement, sur toute sa longueur. b) Variations négatives de résistivité apparente entre les modèles 1 et 2 indiqués en a. c) Variations négatives de résistivité apparente entre les modèles 1 et 2 indiqués en a. Seuls les quadripôles caractérisés par un angle de déviation $\alpha < 10^\circ$ sont présentés.

6.3.4 Effet de la pluie sur la sensibilité du monitoring électrique

Nous avons considéré dans les sections précédentes le cas d'anomalies de résistivité apparaissant au sein de la zone instable. Les variations de résistivité mesurées sur les glissements de terrain sont pourtant souvent concomitantes avec des épisodes significatifs de pluie (Chambers *et al.*, 2011; Bièvre *et al.*, 2011a; Supper *et al.*, 2014). Il est par conséquent nécessaire d'évaluer l'effet de la pluie sur la sensibilité du système de monitoring étudié ici. Nous considérerons dans la suite de la modélisation qu'un épisode de pluie provoque l'apparition d'une couche humide plus conductrice en surface de glissement. L'effet de la pluie sur la distribution des résistivités est illustré en figure 6.9a, avec une couche de 30 cm à la surface du modèle dont la résistivité est abaissée à 25 $\Omega.m$ dans le matériau instable, et 250 $\Omega.m$ sur les rives stables du glissement. Afin d'évaluer l'effet de cette couche sur la sensibilité du monitoring électrique, un second modèle est considéré, avec la même couche conductrice en surface, et en incorporant la couche de faible résistivité épaisse de 1 m à la base du glissement traitée précédemment (figure 6.9a, modèle 2). La simulation des mesures est effectuée sur chacun des deux modèles, et la comparaison des résistivités calculées est présentée en figure 6.9b. Les variations de résistivité apparentes sont alors dans ce cas quasi nulles pour l'ensemble des quadripôles considérés dans la simulation. Cette dernière simulation met ainsi en évidence la grande sensibilité des mesures à des variations de résistivité de surface. La détection d'une anomalie en profondeur est par conséquent rendue très difficile voire impossible lorsque l'apparition de celle-ci est concomitante avec des pluies.

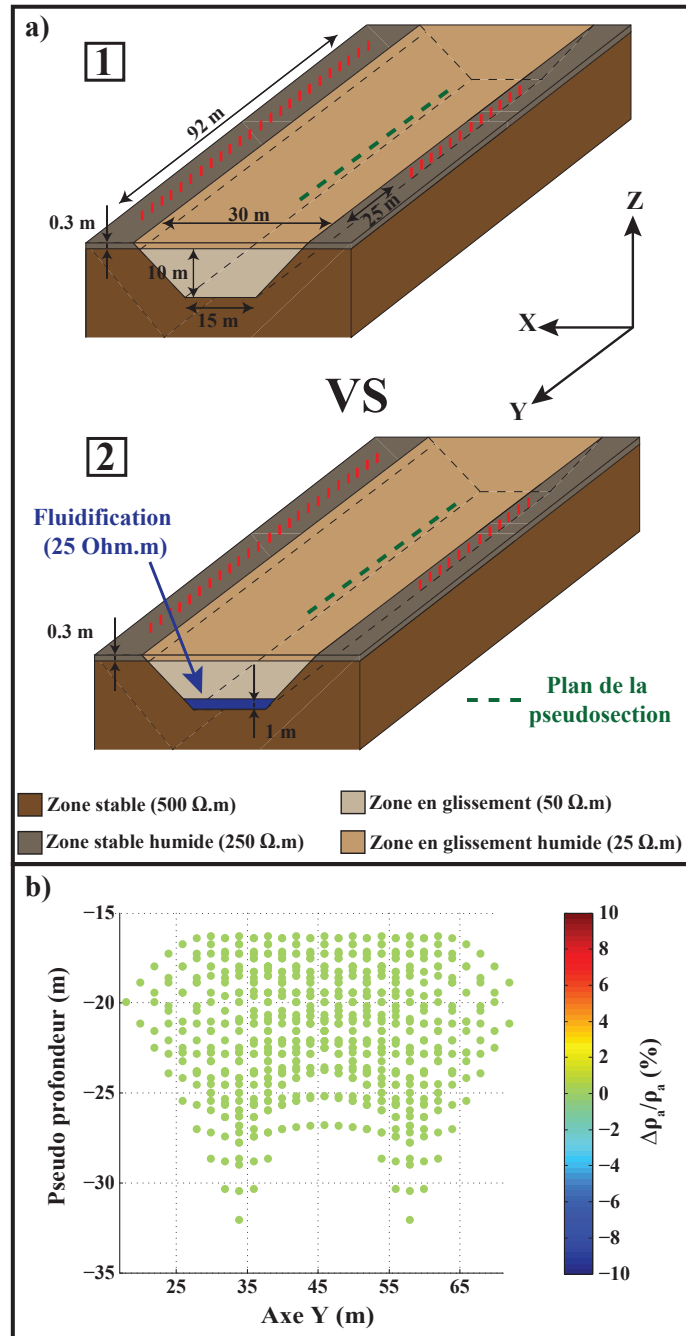


FIGURE 6.9: Cas d'une couche de faible conductivité en surface du glissement pour modéliser la pluie. a) Modèles numériques de résistivité caractérisés par une faible résistivité de surface (30 premiers cm) afin de simuler l'effet de la pluie sur la distribution de résistivité dans le glissement. Le modèle 2 est caractérisé par une couche supplémentaire de faible résistivité (25 Ω .m), épaisse de 1 m, placée à la base du glissement, sur toute sa longueur. b) Variations négatives de résistivité apparente entre les modèles 1 et 2 indiqués en a.

6.4 Conclusions

Les travaux de modélisation numérique effectués dans ce chapitre ont permis de simuler l'acquisition de mesures de résistivités à partir de lignes d'électrodes placées sur les rives stables du glissement. Les résultats mettent en évidence la capacité du système de monitoring à investiguer préférentiellement le volume instable lorsque le contraste de résistivité entre la zone en glissement (conductrice) et le substratum encaissant (résistif) est suffisamment important. Un ratio de résistivité égal à 10 est considéré dans cette étude entre les deux matériaux, en accord avec les résultats de la campagne de prospection géophysique effectuée sur le site en 2014. Des anomalies de tailles diverses ont été introduites au sein de la masse glissée, afin d'évaluer la sensibilité du dispositif de monitoring. Ces anomalies ont été considérées plus conductrices que le matériau instable, avec un ratio de résistivité compris entre 2 et 5. Une méthode de localisation spatiale des mesures électriques a été appliquée en considérant un plan placé entre les deux lignes d'électrodes. Ce procédé permet de considérer une pseudo-section des résistivités apparentes mesurées, avec leur position le long du système de monitoring électrique.

Dans le cas de l'introduction d'une anomalie conductrice au sein du glissement, 15 à 20 % des quadripôles présentent une variation de résistivité apparente inférieure à -5 %. En prenant en compte l'angle de déviation des quadripôles par rapport au plan de cette pseudo-section, il est possible de localiser la position de ces anomalies le long du dispositif d'électrodes. L'évaluation de la profondeur de telles anomalies paraît cependant complexe, du fait de la difficulté à évaluer le volume de sol investigué par chaque quadripôle. Enfin, des calculs effectués en incorporant une couche superficielle conductrice pour simuler l'effet de la pluie mettent en évidence la grande sensibilité du système de monitoring électrique à des variations de résistivité en surface. Dans de tels cas, des anomalies conductrices au sein du glissement ne semblent pas détectables par le dispositif de mesures. En particulier, une couche conductrice à la base du glissement pour simuler la fluidification du matériau (comme envisagé par [Mainsant *et al.* \(2012b\)](#)) n'est pas détectée par le dispositif de mesure si une couche conductrice de résistivité équivalente est présente en surface. Par ailleurs, la taille des anomalies considérées dans ces travaux et le contraste de résistivité qu'elles présentent avec le matériau instable (ratio de résistivité allant jusqu'à 5) facilite leur localisation. De telles anomalies de résistivité sont peu susceptibles d'être observées sur des cas réels, et leur détection par le dispositif d'électrodes installé sur le site paraît donc très difficile. Dans le [chapitre 7](#), ces résultats numériques seront comparés aux mesures expérimentales. Une attention particulière sera apportée à l'analyse de l'influence de la pluie sur la sensibilité des mesures expérimentales.

Chapitre 7

Monitoring géophysique du glissement du Pont-Bourquin

7.1 Introduction

Dans le [chapitre 5](#), les résultats de prospection géophysique sur le glissement du Pont-Bourquin ont permis de mettre en évidence un contraste sismique et électrique important entre le matériau instable et le substratum. Les travaux de modélisation numérique du système de monitoring électrique réalisés dans le [chapitre 6](#) ont montré la grande sensibilité des mesures électriques à des variations de résistivité en surface. L'objectif de ce chapitre est d'exploiter de façon combinée les données obtenues par les systèmes de monitoring électriques et sismiques avec les paramètres environnementaux mesurés sur le site (température, pluviométrie, déplacements). Dans un premier temps, les données électriques et sismiques exploitables sont inventoriées et triées. D'éventuelles relations entre paramètres géophysiques et paramètres environnementaux sont ensuite étudiées.

7.2 Monitoring du bruit sismique

Quatre couples de capteurs ont été considérés pour le suivi du paramètre dV/V . Ces couples sont qualifiés d'inter-glissement et prennent en compte les capteurs 1-5, 2-6, 3-7 et 4-8 présentés en figure [7.1](#) par des cercles bleus. Ils permettent d'évaluer la variation du paramètre dV/V le long du glissement, depuis la zone d'ablation (couple 4-8) jusqu'à la zone d'accumulation (couples 1-5 et 2-6), en passant par la zone de transport (3-7). L'objectif est ici d'évaluer de possibles variations distinctes du paramètre sismique pouvant indiquer des mécanismes différents en fonction de la zone du glissement.

Les enregistrements sismiques ont été étudiés dans la bande fréquentielle [4-25 Hz] ce qui correspond à une pénétration des ondes de Rayleigh de quelques mètres jusqu'à quelques dizaines de mètres ([Mainsant *et al.*, 2012b](#)). Les sources de bruit repérées par observation directe sur la bande fréquentielle [4-25 Hz] sont le vent dans les arbres ainsi

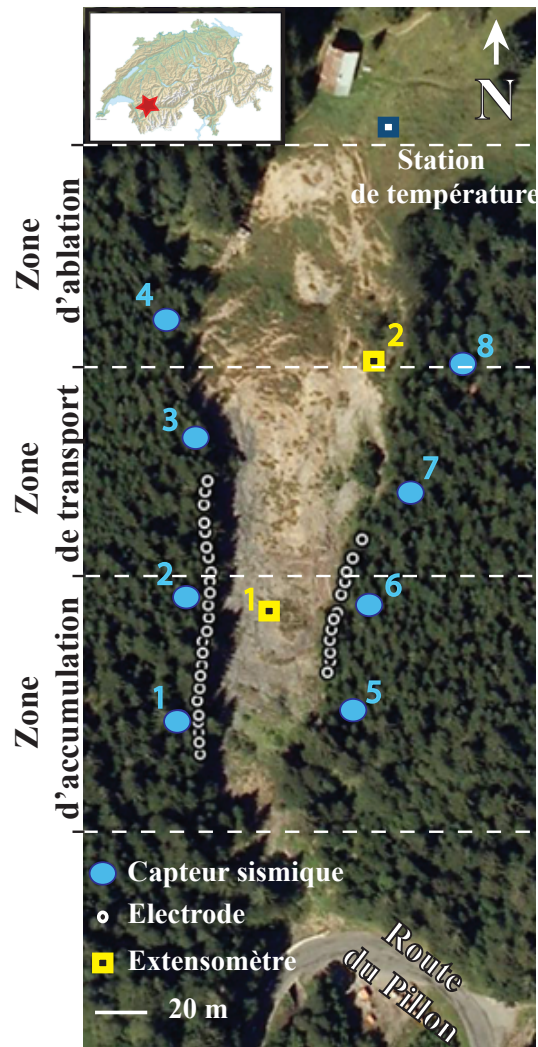


FIGURE 7.1: Systèmes de monitoring installés sur le glissement du Pont-Bourquin.

que le trafic routier à la base du glissement. Bien que les sources considérées ne soient apparemment pas ici distribuées de façon homogène autour du glissement, le suivi du paramètre dV/V ne nécessite pas forcément la reconstruction parfaite de la fonction de Green tant que la localisation des sources est stable dans le temps (Hadziioannou, 2011; Brenguier *et al.*, 2008). Cette condition est remplie sur le glissement du Pont-Bourquin lorsque les corrélogrammes horaires sont moyennés à la journée (Mainsant *et al.*, 2012b), moyennant de ce fait le trafic routier au cours de la journée.

Les corrélogrammes des 4 couples de capteurs inter-glissement obtenus par la technique d'intercorrélation décrite dans le chapitre 2 sont présentées en figure 7.2. La période de temps étudiée s'étend du 01/01/2012 au 01/01/2016 en considérant la partie causale et acausale des corrélations, entre -2 et 2 s. La valeur du coefficient de corrélation est indiquée par l'échelle de couleur, de -0,2 à 0.2 s. Les corrélogrammes ont été obtenus

en utilisant la technique de blanchiment sur la bande fréquentielle [4-25 Hz]. Cette technique permet de normaliser les transformées de Fourier de chaque fréquence par la valeur maximale absolue afin de s'assurer que chaque fréquence ait une contribution statistique identique sur la bande fréquentielle considérée. L'homogénéité du bruit sismique a par ailleurs été vérifiée, et aucun clipping n'a été appliqué (méthode d'écrêtage des signaux à trop forte amplitude). L'analyse de la figure 7.2 montre que les corrélogrammes sont asymétriques dans la partie des temps courts, de $-0,2\text{s}$ à $0,2\text{s}$. Ce domaine temporel est délimité par les pointillés noirs autour de $t = 0\text{s}$ en figure 7.2. Cette asymétrie peut probablement s'expliquer par la distribution spatiale hétérogène des sources sismiques autour des capteurs qui induit une reconstruction imparfaite et asymétrique de l'onde directe entre les 2 capteurs. Les pointillés rouges indiqués sur les figures 7.2a à d entre septembre 2014 et juillet 2015 correspondent à un changement brusque des corrélogrammes en phase et en amplitude. Cet effet est particulièrement visible sur les couples de capteur 1-5, 2-6 et 3-7 (figures 7.2a, b et c) dans la partie causale des corrélogrammes.

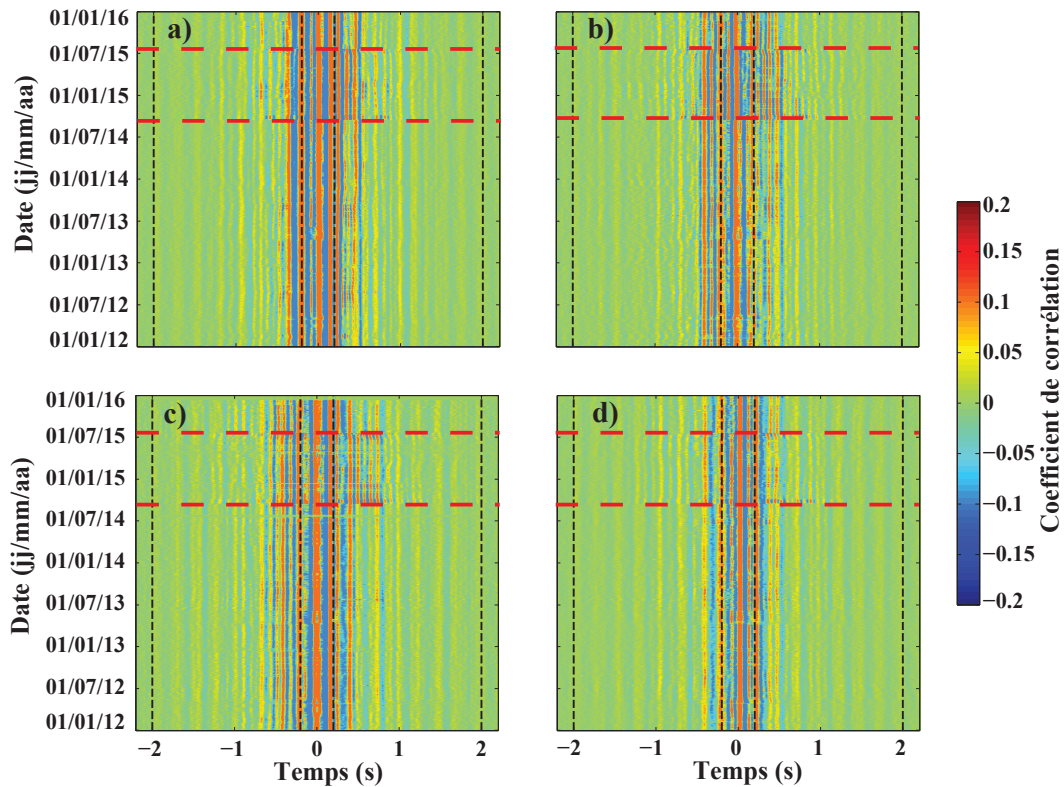


FIGURE 7.2: Corréllogrammes journaliers des couples de capteurs inter-glisement 1-5 (a), 2-6 (b), 3-7 (c) et 4-8 (d) de janvier 2012 à janvier 2016. Les lignes verticales en pointillés noirs représentent les limites temporelles utilisées pour le calcul du dV/V : $[-2\text{s } 0,2\text{s}]$ et $[0,2\text{s } 2\text{s}]$. Les lignes horizontales en pointillés rouges délimitent un changement brusque des corrélogrammes en phase et en amplitude.

Afin d'étudier l'origine du changement repéré sur les corrélogrammes entre septembre

2014 et juillet 2015, les puissances de densité spectrale (PSD) ont été calculées en utilisant la méthode de Welch (Welch, 1967) du 01/06/2014 au 30/10/2015. Les PSD ainsi calculées sur la période de temps permettent d'évaluer de possibles changements du bruit sismique qui pourraient expliquer les modifications observées sur les corrélogrammes en figure 7.2. Les résultats sont présentés sous forme de périodogramme de PSD sur la figure 7.3 pour les couples inter-glissement 1-5, 2-6 et 3-7. Les pointillés noirs délimitent la période pendant laquelle les corrélogrammes montrent le changement brusque en amplitude et en phase. L'analyse des PSD montre que l'énergie se situe principalement entre 4 et 18 Hz sur l'ensemble des 6 capteurs considérés. La baisse de l'énergie au-delà de 18 Hz peut être liée à l'atténuation avec la distance des hautes fréquences du bruit provenant de la route. Cette hypothèse est supportée par la chute de l'énergie qui semble d'autant plus forte à haute fréquence lorsque les capteurs se situent en partie haute de glissement (capteurs 3 et 7), i.e. loin de la route.

Par ailleurs, le changement brusque des corrélogrammes autour des mois de septembre 2014 et juillet 2015 (figure 7.3) pourrait être lié à une modification mécanique/physique du couplage du capteur avec le sol, synchrone avec des interventions sur site. Cependant, la probabilité pour que, simultanément, le couplage des 8 capteurs soit modifié est très faible. Le changement observé sur les corrélogrammes pourrait également être lié un problème électronique empêchant le bon fonctionnement du numériseur de la station d'acquisition Kephren. Aucun bruit parasite n'est observé cependant sur les bandes de fréquences des PSD pendant cette période, ce qui ne permet pas de supporter cette hypothèse. L'homogénéité des PSD sur la période de temps considérée ne permet donc pas de relier le changement brusque observé sur les corrélogrammes, ni à un changement du bruit sismique en septembre 2014 et juillet 2015, ni à un dysfonctionnement électronique.

Au vu de ces résultats, le paramètre dV/V a été calculé en considérant trois fenêtres temporelles :

- de janvier 2012 à septembre 2014
- de septembre 2014 à juillet 2015
- de juillet 2015 à décembre 2015

La prise en compte de ces 3 fenêtres distinctes permet de considérer 3 corrélogrammes de référence, moyennés sur les périodes correspondantes. La méthode du stretching (chapitre 2) a été appliquée aux corrélogrammes journaliers en utilisant la partie acausale $[-2s - 0,2s]$ et causale $[0,2s - 2s]$ indiquée par des pointillés noirs sur la figure 7.2. Ceci permet de ne pas prendre en compte les ondes se propageant directement d'un capteur à l'autre en gardant seulement des ondes provenant de la coda (formée essentiellement d'ondes de surface réfléchies autour et dans le glissement) qui ont largement échantillonné la zone entre les deux capteurs. Les variations relatives de vitesses sismiques dV/V ont été calculées par bandes de fréquence larges de 2Hz, tous les 0.1 Hz, de 4 à 20 Hz. Une valeur de dV/V est obtenue pour chaque jour, et correspond au coefficient d'étirement temporel ϵ permettant d'obtenir le coefficient de corrélation (CC) le plus élevé entre

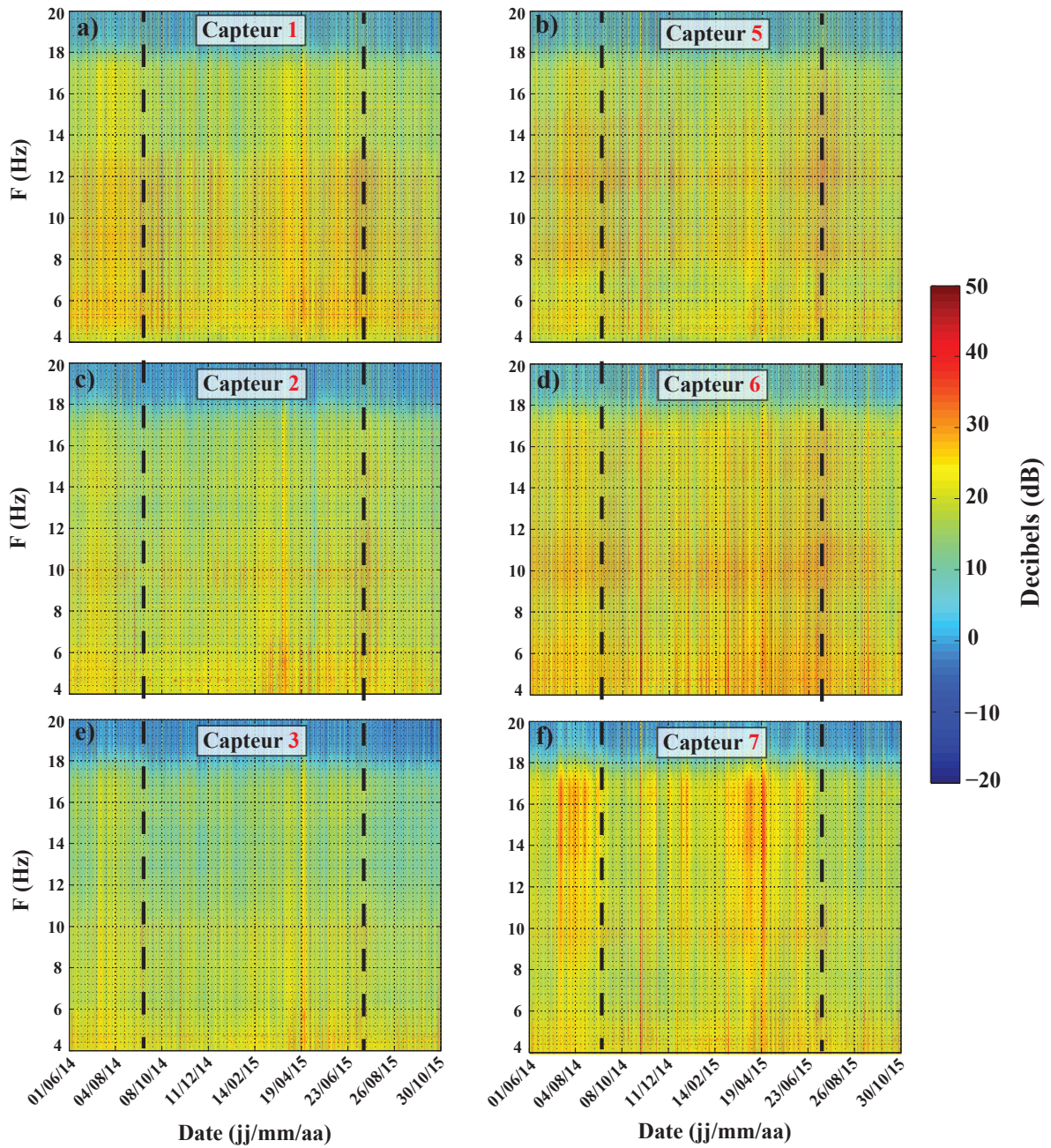


FIGURE 7.3: Densités de puissance spectrales (PSD) effectuées sur les 3 couples interglissement 1-5 (a, b), 2-6 (c, d) et 3-7 (e, f) du 01/06/14 au 30/10/15 en investiguant les fréquences de 4 à 20 Hz. La méthode de calcul utilisée est celle de [Welch \(1967\)](#). Les pointillés noirs indiquent les dates auxquelles les corrélogrammes montrent un changement brusque en amplitude et en phase.

le corrélogramme journalier étiré et le corrélogramme de référence (voir méthode du stretching, chapitre 2. Brenguier *et al.* (2008); Hadziioannou (2011)).

Dans un premier temps, afin d'évaluer la fiabilité du paramètre dV/V , nous nous sommes intéressés aux valeurs de coefficients de corrélation obtenus par stretching. La figure 7.4 décrit l'évolution fréquentielle des coefficients de corrélation CC moyennés du 01/01/2012 au 01/01/2016 pour chaque bande de fréquence, de 5 à 19 Hz. L'axe des abscisses indique la fréquence centrale F_c utilisée pour le calcul du CC (et dV/V). Par exemple, $F_c = 10$ Hz correspond à la bande fréquentielle [9-11 Hz]. Plusieurs zones peuvent être délimitées : en dessous de 8 Hz, les CC des 3 couples inter-glissement (2-5, 3-7 et 4-8) présentent des valeurs inférieures à 0,9. Entre 8 Hz et 12 Hz, les 4 couples inter-glissement présentent des CC élevés, au-delà de 0,9. Au-delà de 12 Hz, les CC chutent pour atteindre des valeurs entre 0,5 et 0,8 à 19 Hz. Au vu de ces résultats, la suite de l'étude se concentrera sur l'étude des variations dV/V de $F_c = 8$ Hz à $F_c = 12$ Hz, i.e. les bandes fréquentielles qui présentent des CC supérieurs à 0,9.

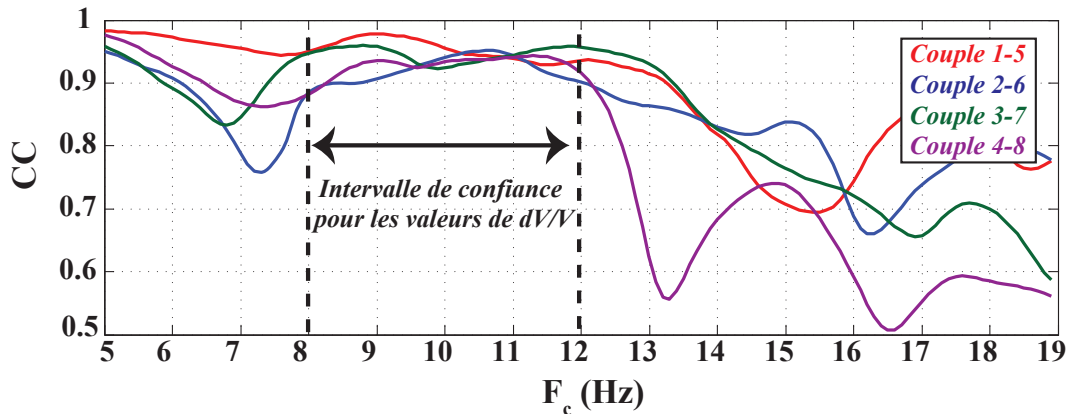


FIGURE 7.4: Coefficient de corrélation CC obtenu pour chaque valeur dV/V des 4 couples de capteurs en fonction de la fréquence centrale F_c . Les valeurs des CC ont été moyennées en considérant la période du 01/01/12 au 01/01/16.

Afin de connaître la sensibilité du paramètre dV/V avec la profondeur pour une bande fréquentielle de 8 à 12 Hz, nous nous sommes basés sur les travaux de Mainsant *et al.* (2012b). Celui-ci a utilisé le logiciel développé par Herrmann (Herrmann (2013), <http://www.eas.slu.edu/People/RBHerrmann>) pour expliquer la chute du dV/V observée en 2010 sur la bande de fréquence [10-12 Hz] ($F_c = 11$ Hz). En considérant un modèle de profil de vitesse de phase d'ondes de surface basé sur les prospections géophysiques de 2009, celui-ci a pu calculer la sensibilité des ondes de Rayleigh avec la profondeur en utilisant la méthode des noyaux résolvents. Ses résultats sont présentés en figure 7.5, avec le profil de vitesse en figure 7.5a, et la sensibilité des ondes de Rayleigh avec la profondeur en figure 7.5b. Le modèle de vitesse considéré comporte des couches de faible vitesse V_S à profondeur superficielle du glissement (2 m) afin de prendre en compte la faible compacité du matériau en surface. Une couche de faible vitesse $V_S = 200 \text{ m.s}^{-1}$ et épaisse de 2 m est

considérée à la base du glissement pour simuler une fluidification partielle du matériau à cette profondeur. Dans ce cas, la résolution des noyaux résolvants pour 3 fréquences d'ondes de Rayleigh (8, 11 et 14 Hz) montre que celles-ci sont principalement sensibles à des variations de vitesse sur les quelques premiers mètres et dans le substratum. Seule la fréquence à 11 Hz montre une sensibilité non négligeable des ondes de Rayleigh à la couche de faible vitesse à la base du glissement, et permet d'expliquer la chute du dV/V observée en 2010 lors de la coulée (Mainsant *et al.*, 2012b).

Dans notre cas, et malgré l'absence de fluidification observée du matériau, la suite de ce travail se basera sur les résultats de modélisation obtenus par Mainsant *et al.* (2012b). Nous considérerons donc par la suite que les valeurs de dV/V calculées entre $F_c = 8$ Hz et $F_c = 12$ Hz correspondent principalement à des variations de vitesses sismiques en surface (2 premiers mètres environ) et dans le substratum.

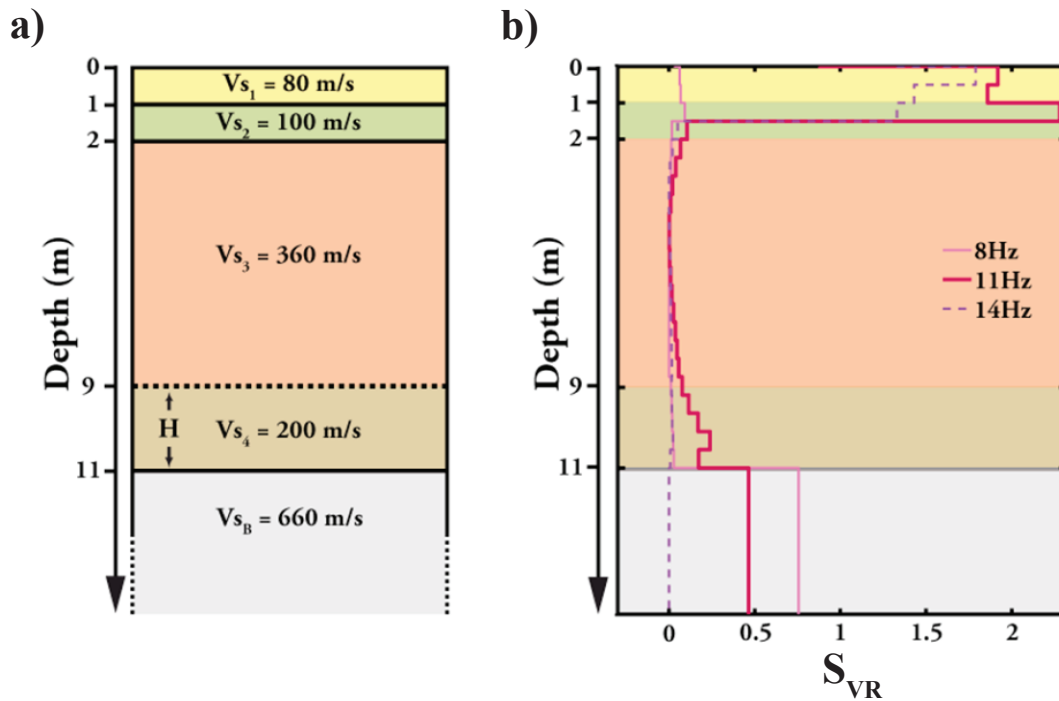
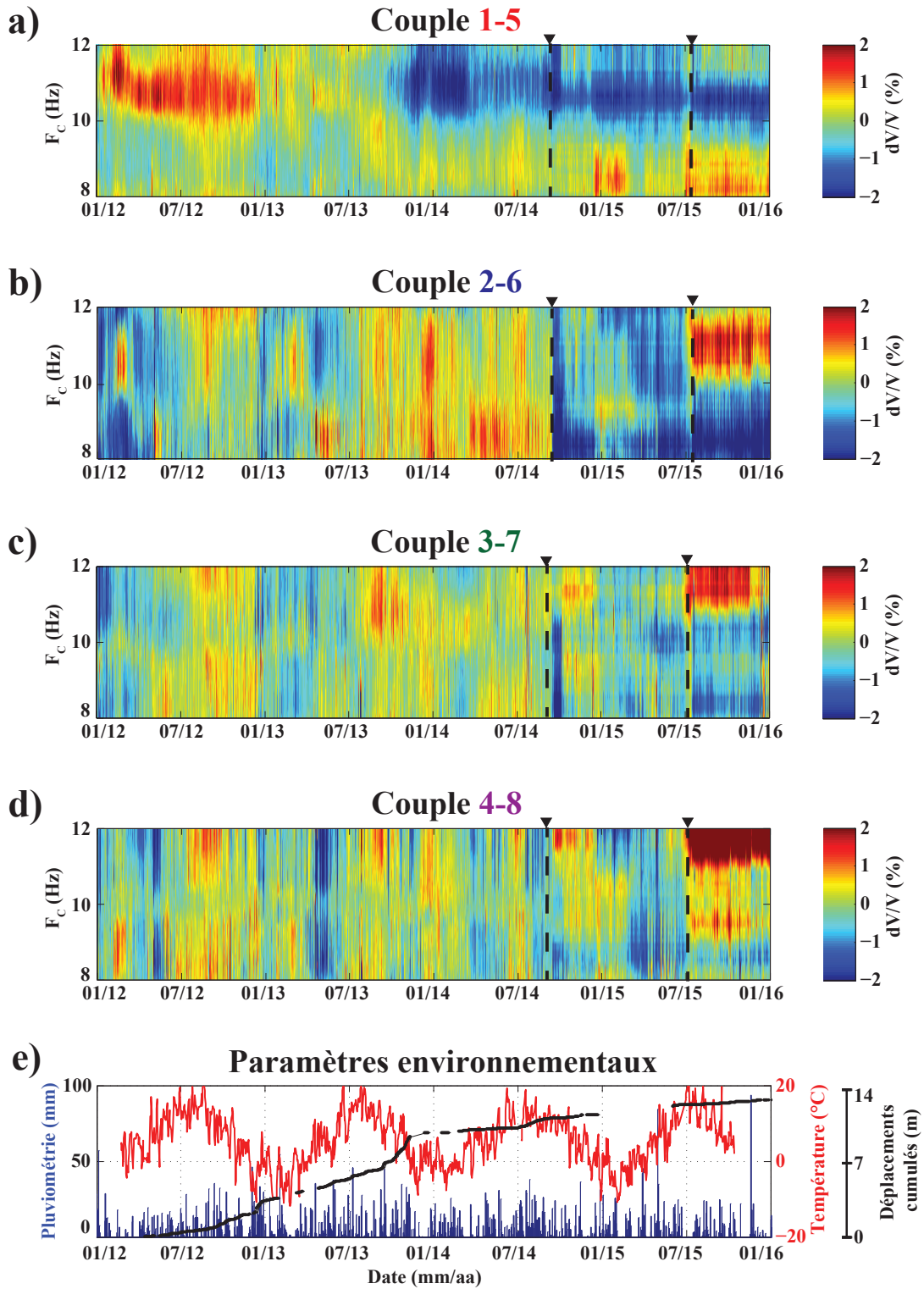


FIGURE 7.5: a) Modèle de vitesse V_S basé sur les résultats de la prospection géophysique de 2009. Une couche de faible vitesse $V_S = 200 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ et épaisse de 2 m est considérée à la base du glissement pour modéliser une fluidification du matériau à cette profondeur. b) Sensibilité des ondes de Rayleigh (obtenue par méthode des noyaux résolvants) pour 3 fréquences : $F = 8, 11$ et 14 Hz. Modifié d'après Mainsant *et al.* (2012b).

La figure 7.6 montre ainsi l'évolution temporelle du paramètre dV/V calculé pour les 4 couples inter-glissement 1-5 (a), 2-6 (b), 3-7 (c) et 4-8 (d) pour des bandes de fréquence larges de 2 Hz, tous les 0.1 Hz, de $F_c = 8$ Hz à $F_c = 12$ Hz, du 01/01/2012 au 01/01/2016. La valeur du paramètre dV/V est indiquée par l'échelle de couleur, de -2 à 2 %. L'évolution des paramètres environnementaux pendant la même période est illustrée

en figure 7.6e. Les pointillés noirs délimitent les fenêtres temporelles correspondant à des corrélogrammes de référence distincts. L'analyse visuelle du paramètre dV/V permet de repérer sur chacun des couples des variations à très haute fréquence (aspect strié) et également à basse fréquence. Ces variations à basse fréquence du paramètre dV/V sont caractérisées par des périodes croissantes ou décroissantes séparées de plusieurs centaines de jours. Il est possible que ces variations hautes et basses fréquences du rapport dV/V soient reliées à des impulsions environnementales (pluie, température, déplacements). Cette étude sera réalisée dans la section 4 de chapitre.

FIGURE 7.6: Figure : *cf.* page suivante. a, b c et d) Evolution temporelle du paramètre sismique dV/V pour les couples 1-5, 2-6, 3-7 et 4-8. Le dV/V est calculé pour des bandes de fréquence larges de 2 Hz, de 8 à 12 Hz, tous les 0.1 Hz. F_c désigne la fréquence centrale utilisée pour le calcul du dV/V . Les lignes verticales en pointillés noirs délimitent les 3 fenêtres de calcul du dV/V . e) Evolution temporelle des paramètres environnementaux du site (pluviométrie, température et déplacements).

FIGURE 7.6: Légende : *cf.* page précédente.

7.3 Monitoring électrique

Malgré une installation en décembre 2013, le système de monitoring électrique du Pont-Bourquin ne dispose que d'une série temporelle limitée de février à novembre 2015. Le faible nombre de données disponible s'explique par de nombreux dysfonctionnements matériels (coupure de courant, court-circuit d'une flûte d'électrode) ayant entraîné des coupures de parfois plusieurs mois.

Sur la période exploitable de février à novembre 2015, le résistivimètre SYSCAL était configuré de la façon suivante :

- 1 acquisition journalière à 6h00 GMT, environ 1h de mesure
- protocole de 1654 quadripôles de type Dipôle Dipôle transversaux, caractérisés par un dipôle de part et d'autre du glissement (voir [chapitre 6](#))
- 827 quadripôles directs et 827 quadripôles réciproques (dipôles inversés)

Le nombre d'acquisition par jour et de quadripôles de mesure a été déterminé en fonction de la capacité de recharge des batteries, et de la mémoire du résistivimètre qui n'était pas relié à un système de télécommunication permettant l'envoi régulier des données. Les facteurs géométriques corrigés de la topographie ont été calculés en considérant un modèle numérique de terrain du glissement avec les positions des électrodes mesurées avec un GPS.

Un travail de sélection des mesures a dû être ensuite effectué afin de ne conserver sur la période temporelle disponible que les quadripôles caractérisés par un rapport signal sur bruit suffisant. Plusieurs critères de sélection ont été considérés :

- le pourcentage de différence de résistivité apparente mesurée entre quadripôle direct et réciproque $\Delta\rho_a/\rho_a$
- le coefficient de dispersion D mesuré pour chaque quadripôle, évalué par la répétition 3 fois de la mesure de résistivité apparente. Il est calculé selon la formule $D = \sigma_{\rho_a} / \rho_{a\ moy}$ avec σ_{ρ_a} l'écart type des 3 mesures répétées et ρ_{moy} la résistivité moyenne mesurée par les 3 mesures
- la tension mesurée aux bornes du dipôle MN, V_{MN}
- la résistivité apparente mesurée ρ_a

Un quadripôle n'est alors conservé (i.e., ayant un rapport signal sur bruit suffisant) que si pour chaque critère évalué plus haut, la condition suivante est respectée :

$$Quadripole\ selectionne \iff \mu_{critere} + \sigma_{critere} < seuil_{critere} \quad (7.1)$$

avec μ et σ qui représentent respectivement la moyenne et l'écart type du critère étudié sur la période de temps, de février à novembre 2015.

La figure 7.7 montre le pourcentage de quadripôles sélectionnés satisfaisant la condition $\mu_{critere} + \sigma_{critere} < seuil_{critere}$, pour chaque critère pris séparément. Dans le cas du paramètre $\Delta\rho_a/\rho_a$, il apparait ainsi que seuls 75 % des quadripôles satisfont la condition $\mu_{\Delta\rho_a/\rho_a} + \sigma_{\Delta\rho_a/\rho_a} < 1000 \Omega.m$ (figure 7.7a). Dans le cas du paramètre D , 55 % seulement des quadripôles satisfont la condition $\mu_D + \sigma_D < 10 \%$ (figure 7.7b).

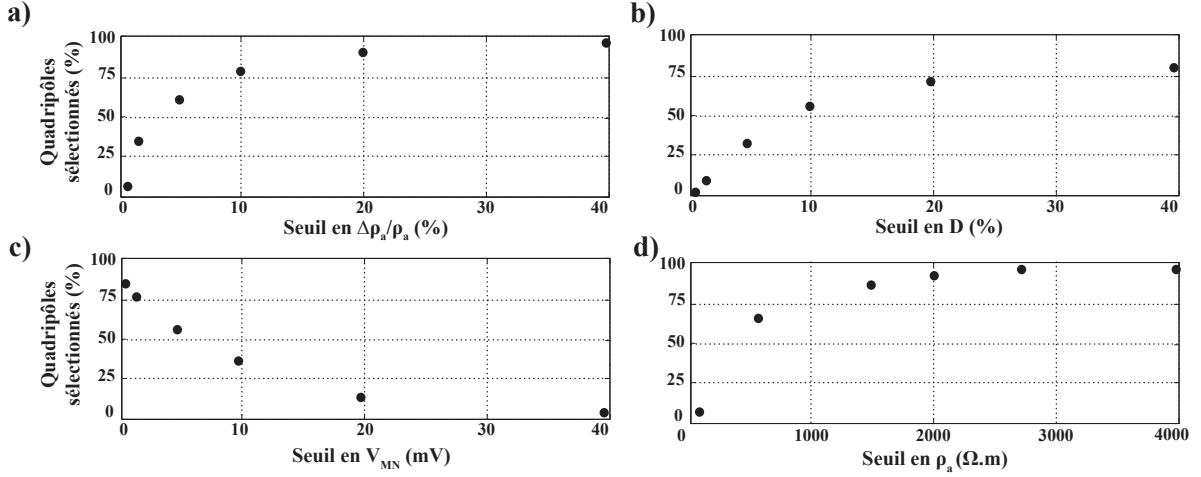


FIGURE 7.7: Pourcentage de quadripôles sélectionnés satisfaisant la condition $\mu_{critere} + \sigma_{critere} < seuil_{critere}$ a) Cas du critère $\Delta\rho_a/\rho_a$. b) Cas du critère de dispersion D . c) Cas de la tension mesurée V_{MN} aux bornes des électrodes M et N. d) Cas de la résistivité apparente mesurée ρ_a .

Ces résultats montrent que les mesures effectuées par le monitoring électrique sont globalement peu répétables. Ceci s'explique certainement par le type de dispositif utilisé sur le glissement du Pont-Bourquin, avec l'installation de deux lignes d'électrodes sur les rives stables du glissement, espacées de 30 à 40 m. L'éloignement des deux lignes d'électrodes et l'utilisation de quadripôles de type DD avec les dipôles de part et d'autre du glissement sont probablement à l'origine de ces mesures peu répétables (mauvais rapport signal sur bruit). L'étude de la sensibilité de ce système de monitoring aux variations des paramètres environnementaux (pluviométrie, déplacement, température) nécessite cependant la sélection de quadripôles robustes. Les seuils suivants ont ainsi été appliqués pour chaque critère :

- seuil pour $\Delta\rho_a/\rho_a = 5 \%$
- seuil pour $D = 5 \%$
- seuil pour $V_{MN} = 5 \text{ mV}$
- seuil pour $\rho_a = 2000 \Omega.m$.

Le seuil de 5 % considéré pour D et $\Delta\rho_a/\rho_a$ permet de sélectionner des mesures répétables. Le seuil de 5 mV sur la mesure de tension V_{MN} permet de sélectionner des

quadripôles non soumis au bruit électronique du site et du résistivimètre SYSCAL. Le seuil de $2000 \Omega.m$ sur la mesure de résistivité apparente ρ_a a été choisi en se fondant sur les profils de tomographie électrique de la prospection géophysique de 2014. Les résistivités maximales mesurées sur le profil longitudinal ne dépassaient pas $2000 \Omega.m$. Il paraît donc peu probable que les résistivités apparentes (qui prennent en compte l'ensemble du volume de sol investigué par la mesure) puissent dépasser cette valeur maximale de $2000 \Omega.m$. En utilisant ces critères, 392 quadripôles sont conservés, soit environ 24 % du nombre de quadripôles mesurés sur le site. La figure 7.8 résume la procédure de filtrage des données brutes en décrivant les critères sélectionnés ainsi que les seuils correspondants. Enfin, précisons que sur la période exploitable de février à novembre 2015, les résistances de couplage des électrodes sont de l'ordre de $5 k\Omega$.

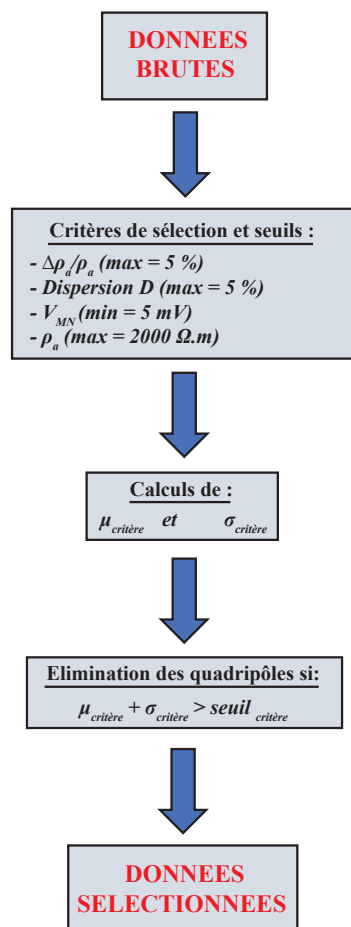


FIGURE 7.8: Méthode de sélection des quadripôles mesurés en 2015 par le résistivimètre SYSCAL. $\Delta\rho_a/\rho_a$ représente le pourcentage de différence entre mesure directe et réciproque. La dispersion D est évaluée par la répétition 3 fois des mesures pour chaque quadripôle. V_{MN} est la tension mesurée aux bornes des électrodes de potentiel. ρ_a représente la résistivité apparente mesurée. μ et σ représentent respectivement la moyenne et l'écart type.

L'inversion des données de résistivité étant impossible du fait du trop faible nombre de quadripôles conservés, les valeurs de résistivité apparente des 392 quadripôles ont été centrées, réduites puis moyennées. Cette technique permet de pouvoir évaluer l'évolution temporelle globale des quadripôles avec les paramètres environnementaux mesurés sur le site. Les données centrées réduites sont calculées suivant la formule :

$$\rho_{CR \text{ jour } j} = \frac{\rho_{a \text{ jour } j} - \mu_{\rho a}}{\sigma_{\rho a}} \quad (7.2)$$

avec ρ_{CR} , $\mu_{\rho a}$ et $\sigma_{\rho a}$ qui représentent respectivement la valeur de résistivité centrée réduite, la moyenne et l'écart type du quadripôle correspondant sur la période étudiée, de février à novembre 2015. La figure 7.9 illustre ainsi l'évolution temporelle de la moyenne des résistivités centrées réduites de février à novembre 2015. L'analyse visuelle du paramètre ρ_{CR} permet de mettre en évidence des tendances hautes fréquences avec des chutes régulières de la résistivité centrée réduite. Ces chutes de ρ_{CR} semblent correspondre à des périodes de pluie (flèches en pointillés noirs sur la figure 7.9). Une tendance plus basse fréquence peut également être observée, avec une diminution globale de ρ_{CR} de février à juillet 2015, avant une augmentation de ce paramètre jusqu'à la fin de la période d'étude. Cette variation basse fréquence semble être corrélée avec l'évolution de la température sur la même période. Une étude plus précise des corrélations possibles entre variations du paramètre ρ_{CR} et les paramètres environnementaux sera effectuée dans la section suivante de ce chapitre.

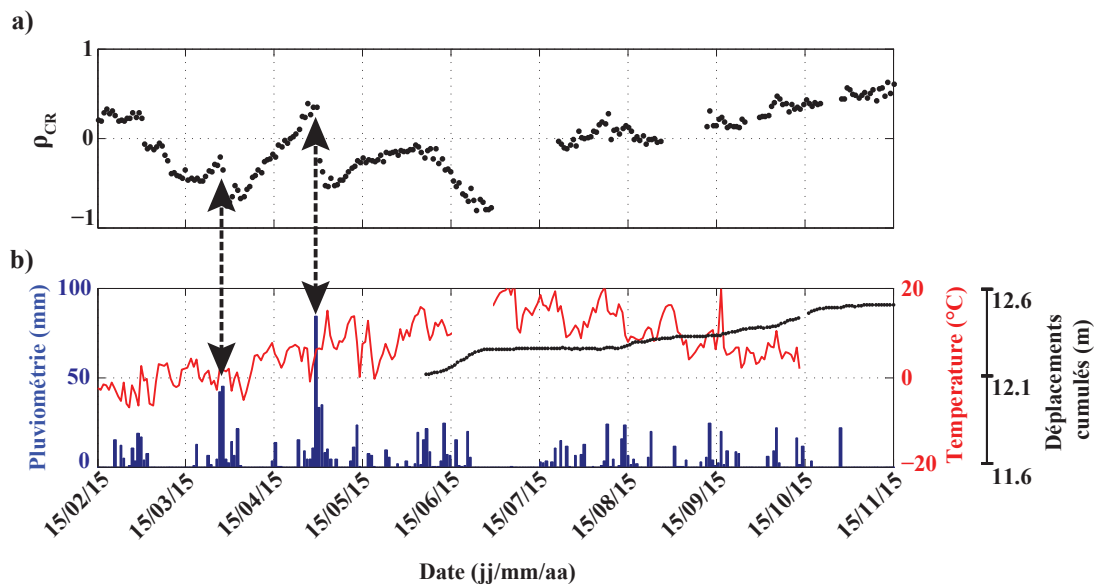


FIGURE 7.9: a) Evolution temporelle de la résistivité centrée réduite ρ_{CR} moyenne mesurée sur le glissement du 15/02/15 au 15/11/15. b) Paramètres environnementaux (pluviométrie, température et déplacements cumulés) sur la période considérée.

7.4 Relations entre paramètres géophysiques et paramètres environnementaux

Nous avons vu dans les sections 2 et 3 de ce chapitre que les paramètres sismiques (dV/V) et électriques (ρ_{CR}) semblent montrer des variations communes avec certains des paramètres environnementaux mesurés sur le site. Cette section s'intéresse à évaluer de possibles relations entre paramètres géophysiques et environnementaux en calculant leurs corrélations.

7.4.1 Relations entre paramètres environnementaux

Focalisons-nous dans un premier temps sur les éventuelles relations pouvant exister entre pluviométrie et déplacements. De nombreuses études font état des effets de la pluie sur la cinématique des glissements de terrain (Travelletti *et al.* (2008), Jaboyedoff *et al.* (2009a), Supper *et al.* (2014), Iverson *et al.* (2015)). Dans ce cas, les processus physiques impliqués dans la réactivation des déplacements s'opèrent à différentes échelles. Ceux-ci dépendent principalement de la quantité d'eau apportée au terrain pendant un temps t , et de la diffusivité du milieu considéré (i.e., le temps nécessaire pour que l'eau s'évacue; Iverson (2000)).

Dans le cas du glissement du Pont-Bourquin, nous considérons les déplacements mesurés en surface par l'extensomètre N°2 placé dans la zone d'accumulation entre les capteurs sismiques 2 et 6 (figure 7.1). L'acquisition est effectuée toutes les heures. L'extensomètre N°1 ne sera pas étudié car il ne présente aucun déplacement depuis son installation en 2012 sur l'éperon apparemment stable du haut du glissement. La pluviométrie a été enregistrée par la station météorologique du village des Diablerets, à 300 m du glissement et dispose de données journalières.

Dans un premier temps, des calculs de transformée de Fourier ont été effectués sur les déplacements et la pluviométrie (données journalières) dans le but de pouvoir repérer une éventuelle périodicité de ces paramètres. Afin de pallier la faible taille des séries temporelles disponibles (4 ans pour la pluviométrie, 3 ans pour les déplacements), la technique du 0-padding a été appliquée. Cette méthode consiste à ajouter artificiellement des zéros à la fin de la série temporelle afin d'améliorer la résolution fréquentielle de la transformée de Fourier. Les résultats sont présentés en figure 7.10 avec l'évolution des modules normalisés des transformées de Fourier (FFT) en fonction de la période de retour, en jours. L'analyse des données pluviométriques (figure 7.10a) fait apparaître un contenu principalement haute fréquence (nombreux pics en dessous de 50 jours), et un maximum local visible à environ 300 jours. Ce maximum semble indiquer une périodicité annuelle de la pluviométrie, avec des saisons où la pluie est plus intense qu'à d'autres. L'analyse des données de déplacements (figure 7.10b) fait quant à lui apparaître un pic vers 400 jours, ce qui semble également indiquer une périodicité annuelle de ce paramètre.

Au vu de ces observations, la corrélation entre la pluviométrie et les déplacements journaliers a été calculée pour évaluer l'effet éventuel de la pluie sur la cinématique du

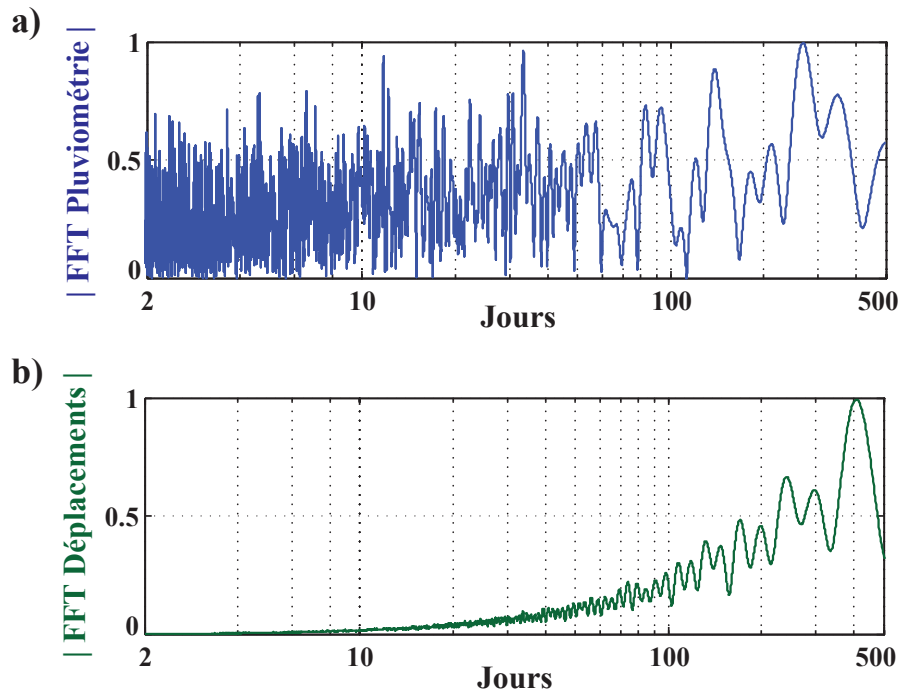


FIGURE 7.10: a) Module normalisé de la transformée de Fourier (FFT) de la pluviométrie enregistrée à la station météorologique des Diablerets, à 300 m au Sud-Ouest du glissement. La fenêtre temporelle considérée s'étend du 01/01/2012 au 01/02/2016. La technique du 0-padding a été appliquée. b) Module normalisé de la transformée de Fourier (FFT) des déplacements enregistrés par l'extensomètre N°2 (figure 7.1). La fenêtre temporelle considérée s'étend du 01/04/2012 au 01/02/2015.

glissement du Pont-Bourquin. Les séries temporelles considérées s'étendent du 01/01/2013 au 01/01/2015 et sont présentées en figure 7.11a. Notons ici que sur la période étudiée, les déplacements journaliers mesurés sur le glissement correspondent à des accélérations faibles de déplacements, et en aucun cas à des accélérations catastrophiques comme ce qui a pu être observé lors des coulées de 2007 et 2010. L'analyse des courbes en figure 7.11a est complexe, mais certaines périodes communes d'accélération et de pluviométrie intense semblent se distinguer, particulièrement à la fin de l'année 2013 pendant laquelle des déplacements journaliers de plus de 10 cm.j^{-1} ont été mesurés.

Les résultats de la corrélation des deux séries temporelles sont présentés en figure 7.11b pour la partie causale de la corrélation, de 0 à 100 jours. Un maximum de corrélation avec un coefficient de corrélation égal à 0,3 est visible à $t = \pm 1$ jour, avec une relaxation d'une quinzaine de jours. Ces résultats indiquent que la pluie est accompagnée d'une augmentation quasi immédiate des déplacements enregistrés par l'extensomètre N°2, et que cet effet dure un peu moins de 15 jours. La réaction cinématique rapide du glissement suite aux épisodes de pluie semble indiquer une infiltration rapide des eaux de surface en profondeur. Cette hypothèse est confirmée par des mesures piézométriques

effectuées en 2010 et 2011 sur le glissement par Brönnimann (2011). L'analyse des données piézométriques de l'époque montre une augmentation de la hauteur de nappe quasi synchrone avec les événements pluviométriques. L'absence de données piézométriques depuis 2011 ne permet pas de confirmer si cette synchronicité est toujours effective, mais l'apparente corrélation de la pluviométrie avec les déplacements journaliers mesurés en surface du glissement semble aller en ce sens. Cependant, les mesures extensométriques disponibles ne permettent d'évaluer que ponctuellement la cinématique du glissement, dans la zone d'accumulation. Des résultats différents pourraient être obtenus dans la zone de transport ou d'érosion. Enfin, l'absence de pic de corrélation au-delà de la quinzaine de jours semble indiquer que le glissement du Pont-Bourquin n'est que peu affecté par des infiltrations lentes d'eau provenant du versant à l'amont. Ces résultats pourraient s'expliquer par la relative petite taille du bassin versant du Pont-Bourquin qui induit une réaction rapide du glissement face à d'éventuels épisodes pluviométriques.

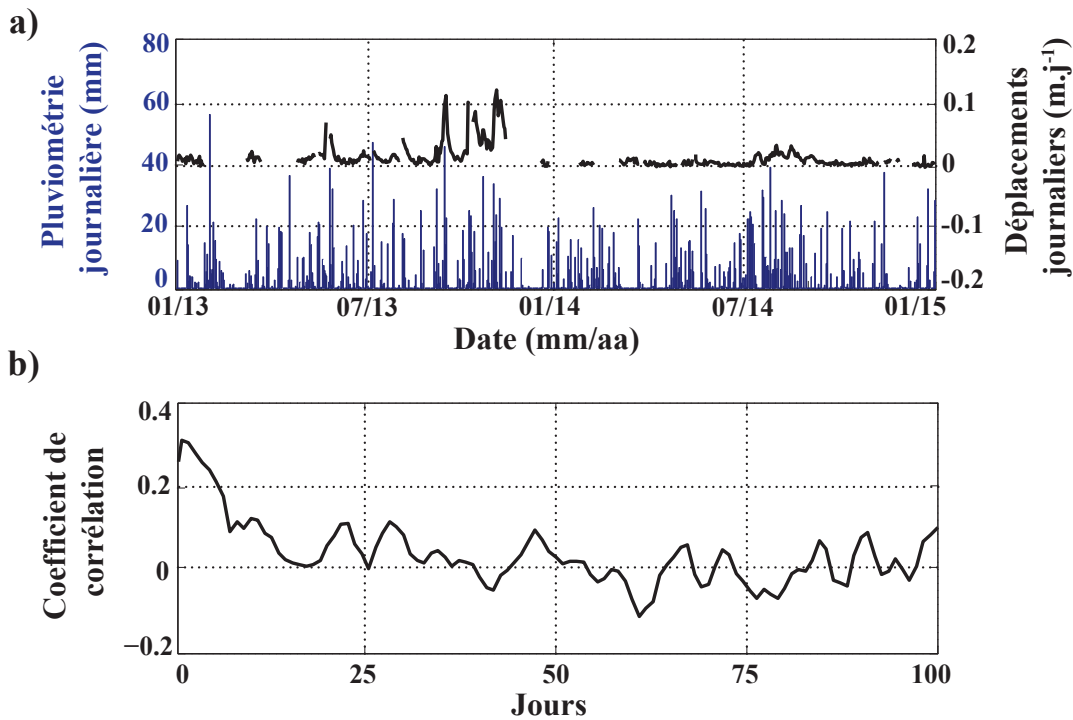


FIGURE 7.11: a) Evolution temporelle du 01/01/2013 au 01/01/2015 de la température et des déplacements journaliers mesurés sur l'extensomètre N°1. b) Partie causale de 0 à 100 jours de la corrélation des deux courbes présentées en a).

7.4.2 Relations entre rapport dV/V et paramètres environnementaux

Dans cette partie, nous étudions les relations saisonnières pouvant exister entre :

- la pluviométrie et le rapport dV/V
- les déplacements et le rapport dV/V
- la température et le rapport dV/V

Dans ce cadre, des calculs de transformée de Fourier ont été effectués sur les paramètres de dV/V des 4 couples inter-glissement. Ceci permet d'évaluer l'éventuelle périodicité des variations du rapport dV/V . Par souci de clarté, nous considérons ici un rapport dV/V moyenné sur la bande de fréquence [8-12 Hz]. La fenêtre temporelle considérée pour les 4 couples s'étend du 01/01/2012 au 01/01/2016. Là aussi, la technique du 0-padding a été appliquée. Les résultats sont présentés en figure 7.12. Il est ainsi possible d'observer un pic entre 300 et 400 jours sur les couples 3-7 et 4-8, situés en partie haute du glissement (figures 7.12b à d), ce qui semble indiquer une périodicité annuelle de la variation du dV/V . Cette périodicité apparaît de façon moins évidente sur les couples 1-5 et 2-6, situés en bas du glissement.

Des calculs de corrélation sont effectués dans la suite de ce travail pour évaluer d'éventuelles relations entre rapport dV/V et paramètres environnementaux. Dans un premier temps, les fluctuations basses fréquences de ces paramètres (fluctuations saisonnières voire annuelles) sont étudiées. Dans un second temps, les fluctuations hautes fréquences (quelques jours à quelques semaines) sont étudiées.

Relations basses fréquences entre rapport dV/V et paramètres environnementaux : influence de la température

L'étude de l'effet de la température sur les propriétés sismiques des matériaux est relativement récente dans le domaine du bruit sismique (Larose *et al.*, 2015). Ainsi, des structures telles que les tours ou les colonnes rocheuses sont caractérisées par une fréquence de résonance qui présente des fluctuations journalières et saisonnières (Bottelin *et al.*, 2013; Michel et Guéguen, 2010). Ces fluctuations ont été reliées au changement des propriétés élastiques des matériaux provoquant une diminution de leur rigidité quand la température augmente. L'effet de la température sur l'évolution du paramètre dV/V a également été étudié sur la lune grâce au traitement de données sismiques acquises après la mission Appolo 17, de 1976 à 1977 (Sens-Schönfelder et Larose, 2008). Les résultats ont montré que le paramètre dV/V fluctue avec une périodicité égale à une journée lunaire, ce qui a été expliqué par l'effet des radiations solaires durant les journées.

Dans le cas d'étude du glissement du Pont-Bourquin, les éventuelles fluctuations journalières du rapport dV/V n'ont pas été évaluées du fait d'un manque de résolution temporelle (1 valeur de dV/V par jour). Seule l'influence saisonnière de la température a par conséquent été étudiée. Pour cela, un filtre passe-bas de période de coupure égale

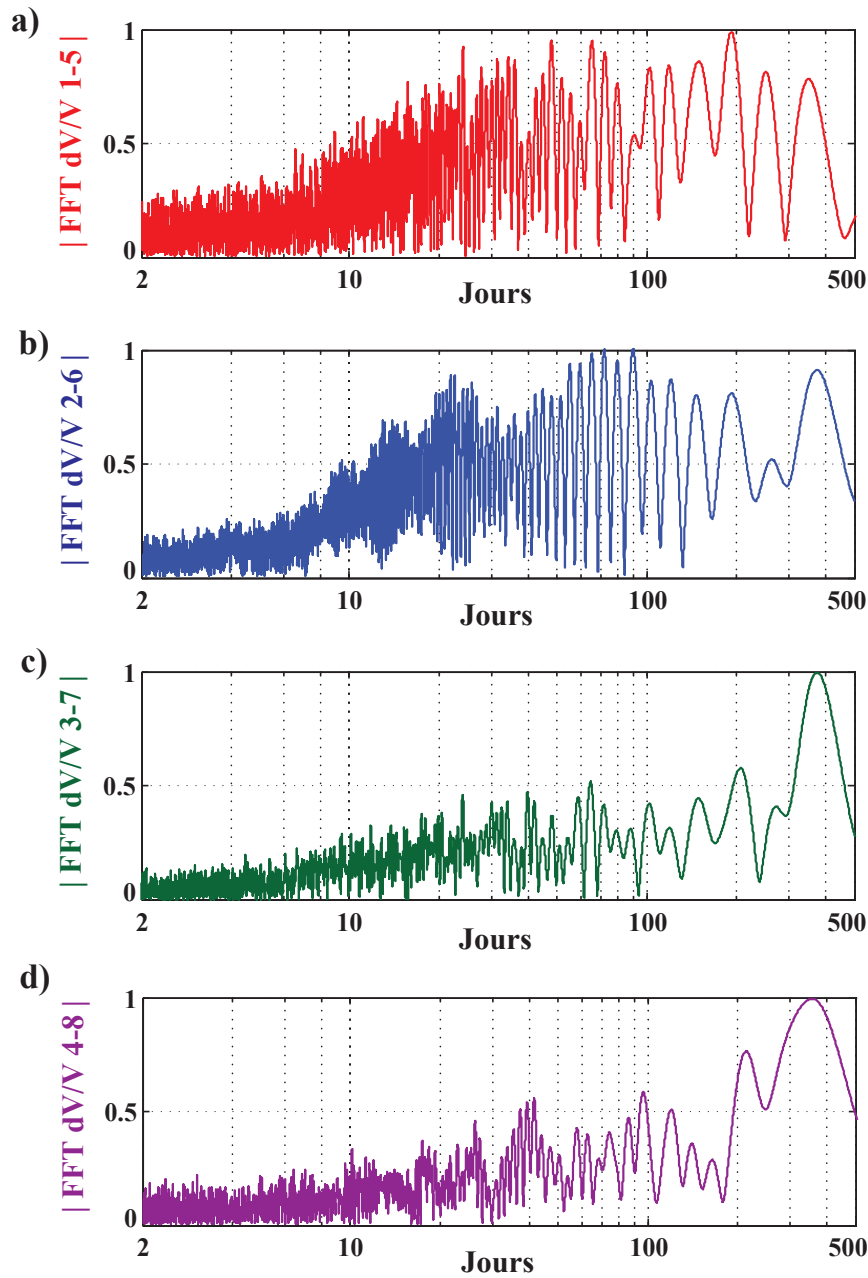


FIGURE 7.12: Modules normalisés des transformées de Fourier (FFT) réalisées sur les valeurs dV/V moyennés sur la bande de fréquence [8-12 Hz]. La technique du 0-padding a été appliquée. a) FFT du rapport dV/V du couple 1-5. b) FFT du rapport dV/V du couple 2-6. c) FFT du rapport dV/V du couple 3-7. d) FFT du rapport dV/V du couple 4-8. La fenêtre temporelle considérée pour les 4 couples s'étend du 01/01/2012 au 01/01/2016.

à 300 jours a été appliqué pour éliminer les évènements ponctuels, haute fréquence. Les séries temporelles filtrées sont présentées en figure 7.13a, du 01/07/2012 au 01/07/2015. Les variables ont été centrées par rapport à 0 puis normalisées afin de pouvoir comparer visuellement les fluctuations de la température, avec celles des paramètres dV/V des 4 couples inter-glissements. Les courbes de dV/V centrées et normalisées des couples 2-6 (en bleu), 3-7 (en vert) et 4-8 (en violet) présentent des fluctuations comparables à celles de la température (courbes noires en trait plein et en pointillés).

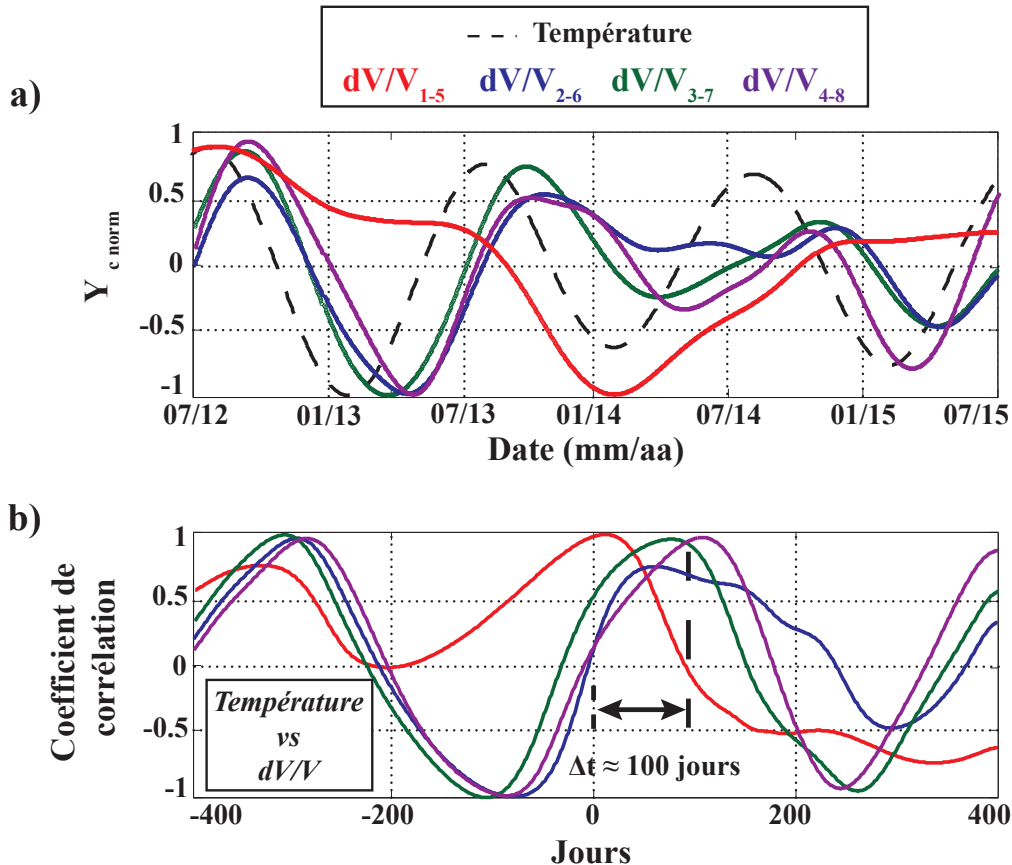


FIGURE 7.13: a) Evolution temporelle du 01/07/2012 au 01/07/2015 de la température et du rapport dV/V des couples inter-glissement. Un filtre passe-bas de période 300j a été appliqué pour étudier les tendances saisonnières. Les séries temporelles ont été centrées par rapport à 0 puis normalisées. Elles sont représentées par le paramètre $Y_{c \text{ norm}}$. Les valeurs de dV/V ont été moyennées sur la bande de fréquence [8-12 Hz]. b) Corrélations entre température et rapports dV/V .

Les résultats du calcul des corrélations entre les courbes de dV/V et celle de la température sont présentés en figure 7.13b. La corrélation effectuée avec le couple 1-5 (en rouge) présente des résultats chaotiques, avec l'absence d'une courbe d'allure sinusoïdale. Pour ce couple, il est possible qu'une composante basse fréquence autre que la température ait perturbé la variation annuelle du dV/V dans la zone du glissement autour des capteurs

1 et 5 et ainsi masqué un possible effet de la température sur le rapport dV/V . Un tel effet aurait pu être provoqué par un changement progressif des conditions hydrologiques ou une modification de la distribution des contraintes dans cette zone du glissement du fait de l'apport progressif de matériau, provoquant une variation des vitesses sismiques. En revanche, les couples 2-6 (en bleu), 3-7 (en vert) et 4-8 (en mauve) sont caractérisés par une courbe d'allure sinusoïdale et par un coefficient de corrélation important, de l'ordre de 0,7 à 0,95 pour un temps de retard de 100 jours environ. Le coefficient de corrélation observé est donc positif, indiquant qu'une augmentation de température est accompagnée d'une augmentation du dV/V . Ces résultats pourraient être expliqués par une augmentation de la rigidité du matériau en surface du glissement provoquée par un assèchement progressif pendant les périodes de chaleur. Les processus physiques provoquant cette corrélation entre dV/V et température peuvent cependant difficilement être reliés à ceux déterminés dans le cas de colonnes rocheuses (Bottelin *et al.*, 2013) ou aux données lunaires obtenues par Sens-Schönfelder et Larose (2008) du fait de matériaux aux caractéristiques géotechniques trop différentes. Les études qui s'intéressent à l'effet de la température sur les propriétés des argiles proposent par ailleurs des résultats parfois contradictoires (Zhang *et al.*, 1993) qu'il est difficile de relier aux résultats obtenus ici entre rapport dV/V et température. Enfin, l'effet éventuel de la température sur le paramètre dV/V pourrait également être étudié à l'échelle de la journée. Pour cela, les calculs des paramètres dV/V devraient être effectués en considérant cette fois-ci des corrélogrammes horaires et non plus journaliers. Pour des raisons de calendrier, ce travail n'a pas pu ici être effectué.

Relations hautes fréquences entre rapport dV/V et paramètres environnementaux : influence de la pluviométrie

Pour étudier l'éventuelle relation entre le paramètre dV/V et la pluviométrie, les données ont été filtrées à haute fréquence afin d'enlever la tendance annuelle du rapport dV/V repérée sur la figure 7.12. Un filtre passe haut, caractérisé par une période de coupure de 100 jours, a été appliqué. Les résultats sont présentés en figure 7.14 pour la partie causale de la corrélation, de 0 à 100 jours. Sur les 4 couples inter-glissement, un pic d'anticorrélation est repéré à un retard d'environ +/- 1 jour suivi d'un retour à 0 au bout d'une dizaine de jours. Les pics d'anticorrélation observés sont compris entre -0,1 et -0,2 sur les couples du bas du glissement (1-5 et 2-6), et sont plus importants, entre -0,3 et -0,4, pour les couples en partie haute du glissement (3-7 et 4-8). Ces résultats signifient qu'une pluviométrie significative s'associe à une baisse de vitesse sismique pendant environ 5 à 10 jours. Ils montrent l'effet apparemment immédiat de la pluviométrie sur les vitesses sismiques du matériau constituant le glissement.

De telles observations peuvent être mises en parallèle avec les études de suivi du rapport dV/V effectuées par Voisin *et al.* (2016) et Rivet *et al.* (2015) sur le glissement d'Utiku (Nouvelle Zélande) et du volcan du Piton de la Fournaise (île de la Réunion), respectivement. Sur chacun de ces deux sites, les fluctuations de la hauteur de nappe, directement reliées aux événements pluviométriques, semblent accompagnées de fluctuations inverses du paramètre dV/V . Rivet *et al.* (2015) ont ainsi relié cette chute du

rapport dV/V à des augmentations de pressions interstitielles par la recharge des nappes lors d'épisodes significatifs de pluie. Dans le cas du glissement du Pont-Bourquin, aucune donnée piézométrique n'est cependant disponible pour la période étudiée de 2012 à 2015. Nous pouvons tout de même supposer que la chute du rapport dV/V observée sur ce site suite à des événements pluviométriques pourrait être liée à une diminution de la rigidité du matériau du fait d'une augmentation du toit de la nappe. Les observations de Brönnimann (2011) sur la synchronicité des fluctuations de hauteur de nappe avec les événements pluviométriques vont en ce sens. Par ailleurs le retour vers 0 en environ 10 jours du coefficient de corrélation observée pour l'ensemble des 4 couples inter-glissement pourrait également montrer une décharge rapide de la nappe phréatique suite aux épisodes pluvieux. Là encore, ces observations semblent en accord avec les résultats de Brönnimann (2011) qui montrent que la nappe retrouve son niveau d'avant-pluie environ 10 jours après un événement pluvieux.

Enfin, la différence d'amplitude du pic d'anticorrélation entre les couples du bas et du haut du glissement est également d'intérêt particulier, puisque ces résultats tendraient à montrer la plus grande sensibilité du matériau en partie haute du glissement à des apports d'eau. Cette apparente plus grande sensibilité du matériau en partie supérieure pourrait s'expliquer par un degré de fissuration plus important provoquant un apport rapide d'eau en profondeur. Cette hypothèse est vérifiée par les observations de terrain qui montrent la présence plus importante de fissures en partie haute du glissement, particulièrement au niveau de la seconde niche d'arrachement (au niveau des couples de capteurs 3-7 et 4-8, voir figure 7.1). Un tel degré de fissuration n'est pas visible en bas du glissement, au niveau de la zone d'accumulation. Enfin, il est également possible que la partie basse du glissement soit constamment hydratée par des apports d'eau souterraine (saturation permanente) ce qui pourrait masquer l'effet de la pluviométrie dans la zone des couples 1-5 et 2-6.

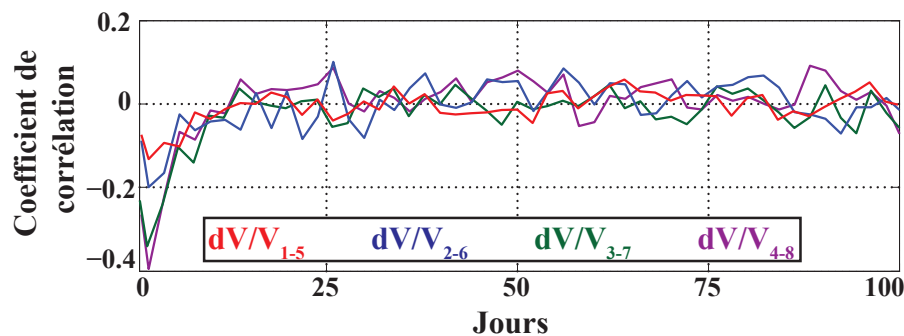


FIGURE 7.14: Calcul de la corrélation entre la pluviométrie journalière et les rapports dV/V des 4 couples considérés dans cette étude. Les séries temporelles s'étendent du 01/12/2012 au 01/02/2015. Chaque série a été centrée par rapport à 0 puis normalisée. Les valeurs dV/V ont été calculées pour la bande de fréquence [8-12 Hz]. Un filtre passe-haut de période de coupure 100 jours a été appliqué pour enlever les tendances saisonnières du rapport dV/V .

Relations hautes fréquences entre rapport dV/V et paramètres environnementaux : influence des déplacements

Pour étudier l'éventuelle relation entre le paramètre dV/V et la pluviométrie, les données ont là aussi été filtrées à 100 jours afin d'éliminer la tendance basse fréquence observée sur la figure 7.12. Seul le couple inter-glissement 2-6, situé dans la zone d'accumulation, a été considéré pour le calcul, les autres couples étant situés trop loin du point de mesure de déplacement (voir figure 7.1). Les résultats sont présentés en figure 7.15 pour la partie causale de la corrélation, de 0 à 100 jours. Un pic d'anticorrélation de valeur -0,16 est visible pour un décalage proche de 0 jour, indiquant que les variations de ces deux paramètres sont quasi synchrones. L'amplitude du coefficient de corrélation obtenu (-0,16) est cependant peu significative et ne permet pas d'établir de relation physique entre dV/V et déplacements. Par ailleurs, nous avons vu précédemment que les déplacements journaliers et le rapport dV/V sont tous deux corrélés avec la pluviométrie (figure 7.11). L'apparente corrélation entre dV/V et déplacements pourrait donc en être la conséquence. La diminution du rapport dV/V pourrait également indiquer une diminution de la rigidité du matériau composant le glissement, ce qui pourrait entraîner une accélération des déplacements mesurés sur le site. Ces résultats seraient alors en accord avec ceux obtenus en laboratoire par Renalier *et al.* (2010) sur des échantillons d'argile du Trièves, avec des valeurs de V_S plus faibles observées lorsque les déplacements sont plus importants.

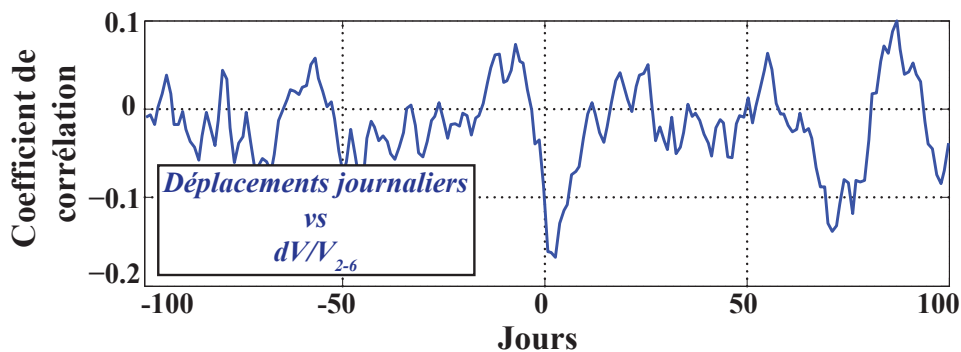


FIGURE 7.15: Calcul de la corrélation entre les déplacements journaliers de l'extensomètre N°2 et le rapport dV/V du couple 2-6 situé à proximité. Les séries temporelles s'étendent du 01/01/2013 au 01/01/2015. Chaque série a été centrée par rapport à 0 puis normalisée. Les valeurs du rapport dV/V ont été calculées pour la bande de fréquence [8-12 Hz]. Un filtre passe-haut de période de coupure 100 jours a été appliqué pour enlever les tendances saisonnières du dV/V .

Enfin, il est important de noter une nouvelle fois que les déplacements mesurés sur cette période d'étude ne correspondent qu'à de petites déformations (vitesse maximale de 2 m en 3 mois enregistrée en 2013) et à des fluctuations du rapport dV/V entre -3 et +3 %. Il est donc impossible de conclure ici sur les possibles variations dV/V lors

d'évolution catastrophique des déplacements (plusieurs m.jour⁻¹). Il apparaît toutefois que la chute du dV/V de 7 % observée en 2010 plusieurs jours avant le déclenchement d'une coulée (Mainsant *et al.*, 2012b) n'a pas été mesurée depuis. Les fluctuations du rapport dV/V observées sur la période 2011-2015 restent dans la limite $-3/+3$ %. Ces résultats suggèrent un possible effet de seuil observable sur le paramètre dV/V (chute au-delà de -3 %) lorsque le glissement évolue de façon catastrophique. De telles hypothèses restent cependant à vérifier par l'occurrence de nouvelles coulées.

7.4.3 Relations entre résistivité et paramètres environnementaux

La forte sensibilité des mesures de résistivité à l'hydrologie sur les glissements argileux a déjà fait l'objet d'une section dans le chapitre 2 de ce manuscrit. Nous proposons ici d'évaluer la corrélation entre le paramètre de résistivité centrée réduite ρ_{CR} et la pluviométrie. Les résultats sont présentés en figure 7.16. Un filtre passe-haut de période de coupure 30 jours a été appliqué afin d'enlever la tendance saisonnière visible sur la figure 7.9, probablement liée à l'influence de la température. Un pic d'anticorrélation de valeur -0.5 environ apparaît sur la figure 7.16 avec un retard de ± 1 jours. Cela signifie que la pluie a un effet très rapide sur les résistivités apparentes mesurées. Cet effet disparaît ensuite au bout de 2 à 3 jours, comme le montre la relaxation de la courbe dès l'abscisse de 3 à 4 jours. Les résultats de la modélisation numérique du système de monitoring électrique installé au Pont-Bourquin sont ainsi confortés par cette corrélation qui semble montrer la grande sensibilité des mesures électriques à des variations de résistivité provoquées par des pluies.

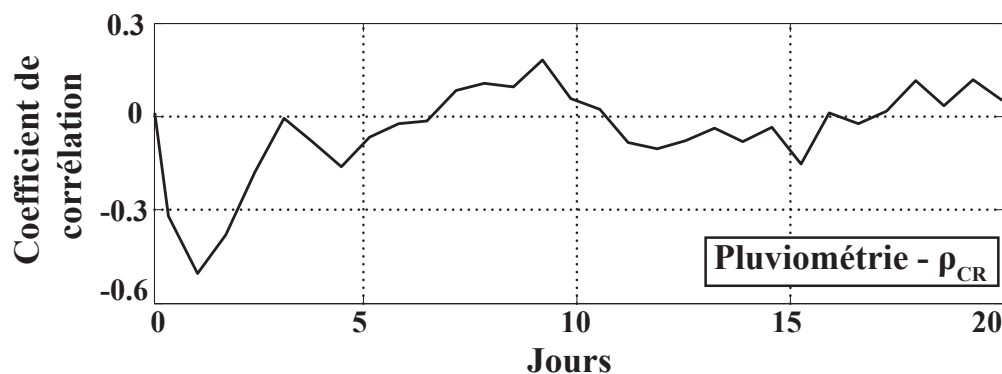


FIGURE 7.16: Calcul de la corrélation entre la résistivité apparente centrée réduite moyenne ρ_{CR} et la pluviométrie (période considérée : du 16/03/15 au 16/05/15). Un filtre passe haut de période de coupure 30 jours a été appliqué.

Afin d'évaluer de possibles variations de résistivité distinctes le long du glissement, un travail de clusterisation des quadripôles de mesure a été effectué. Dans un premier temps, les 392 quadripôles sélectionnés par la méthode décrite dans la section 3 ont été classés en fonction de leur position Nord-Sud le long du glissement. Deux groupes ont été créés, ils correspondent à deux zones distinctes sur le glissement : le bas de la zone de transport, et le haut de la zone d'accumulation. Ces zones sont précisées en figure 7.17a.

- 165 quadripôles situés dans la partie Nord du monitoring (cadre vert de la figure 7.17a)

- 227 quadripôles situés dans la partie Sud du monitoring (cadre rouge de la figure 7.17a)

Les résistivités apparentes de ces deux groupes de quadripôles ont été centrées, réduites puis moyennées selon la même méthode que décrite dans la section 6.3, et la corrélation du paramètre ρ_{CR} avec la pluviométrie a été étudiée. Les résultats sont présentés en figure 7.17b. Les pics d'anticorrélation des deux groupes de quadripôles sont caractérisés par des amplitudes de -0,35 pour les quadripôles en partie Nord, et -0,5 pour les quadripôles en partie Sud.

Dans un second temps les 392 quadripôles ont été classés en fonction de la longueur L séparant le milieu des deux dipôles : 50 % des quadripôles présentent une longueur inférieure à 32,5 m, et 50 % une longueur supérieure. Là encore les résistivités de ces quadripôles sont centrées, réduites, puis moyennées et la corrélation du paramètre ρ_{CR} des deux groupes avec la pluviométrie est calculée. Les résultats sont présentés en figure 7.17c. Les pics d'anticorrélation des deux groupes de quadripôles sont caractérisés par des amplitudes différentes, -0,32 pour les quadripôles de longueur $L > 32,5$ m, et -0,5 pour les autres. Les deux pics s'observent pour le même décalage temporelle, environ 1 jour après la pluie.

Les résultats apportés par les figures 7.17b et c permettent de dresser plusieurs remarques :

- la différence apparente de sensibilité à la pluviométrie des quadripôles entre les parties Nord et Sud du monitoring pourrait être liée à des différences de circulations d'eau dans les deux zones. La partie Nord se situe davantage dans la zone de transport du glissement, qui est caractérisée par une pente de plus de 20° où l'eau est davantage susceptible de ruisseler. La partie Sud du monitoring se situe dans la zone d'accumulation, moins pentue (15-20° de pente), où des zones saturées avec de l'eau à la surface se forment régulièrement suite à des épisodes de pluie. L'imprégnation plus importante d'eau dans la zone d'accumulation que dans la zone de transport par le matériau argileux pourrait ainsi expliquer la différence de sensibilité de la résistivité apparente mesurée à la pluviométrie observée entre ces deux zones.

- la différence de sensibilité à la pluviométrie entre les quadripôles de longueur L inférieure ou supérieure à 32,5 m semble confirmer de nouveau la grande sensibilité du système de monitoring électrique à des variations de résistivité en surface. Les quadripôles les plus courts, i.e. investiguant un volume de sol moins important et donc plus en surface, apparaissent ainsi plus sensibles à des épisodes de pluie. D'éventuelles variations de

résistivité en profondeur paraissent par conséquent difficiles à repérer par les quadripôles de mesure du fait de leur grande sensibilité à des variations de propriétés électriques en surface du glissement.

Les résultats obtenus par la modélisation numérique du monitoring électrique installé au Pont-Bourquin ont donc été confirmés par les mesures de terrain qui montrent la sensibilité des mesures à des épisodes de pluie. La géométrie particulière du système utilisé, avec deux lignes d'électrodes sur les rives stables du glissement, ne permet pas de localiser précisément les mesures effectuées ainsi que le volume de sol investigué par chaque quadripôle. Par ailleurs, la série temporelle disponible est très limitée (seulement 8 mois) et ne permet pas d'évaluer de possibles corrélations entre résistivité apparente mesurée et température. Par ailleurs, les corrections de température sont généralement effectuées après inversion (Chambers *et al.*, 2014), ce qu'il n'est pas possible d'effectuer dans notre cas avec les résistivités apparentes mesurées. De même, l'absence de mesures de déplacements pendant la première moitié de l'année 2015 ne permet pas d'évaluer précisément la corrélation de ce paramètre avec les résistivités apparentes mesurées. En l'état de ces travaux, l'utilisation d'un dispositif de monitoring électrique avec des lignes d'électrodes sur les rives stables du glissement paraît donc difficile.

FIGURE 7.17: Figure : *cf.* page suivante. Vue aérienne du glissement du Pont-Bourquin avec la localisation de deux zones du monitoring électrique : Nord, en vert et Sud, en rouge. b) Calcul de la corrélation entre la résistivité centrée réduite moyenne et la pluviométrie. Les données de résistivité sont classées selon deux catégories : ρ_{CR} Nord correspond aux valeurs de résistivité centrées réduites provenant du Nord du glissement (et inversement pour ρ_{CR} Sud). Un filtre passe-haut de période de coupure 30 jours a été appliqué (fenêtre temporelle considérée : du 16/03/15 au 16/05/15). c) Calcul de la corrélation entre la résistivité centrée réduite moyenne et la pluviométrie. Les données de résistivité sont classées selon deux catégories : $\rho_{CR L > 32,5 m}$ correspond aux quadripôles dont la longueur L est supérieure à 32,5 m (soit 50 % des quadripôles conservés). $\rho_{CR L < 32,5 m}$ correspond aux quadripôles dont la longueur L est inférieure à 32,5 m.

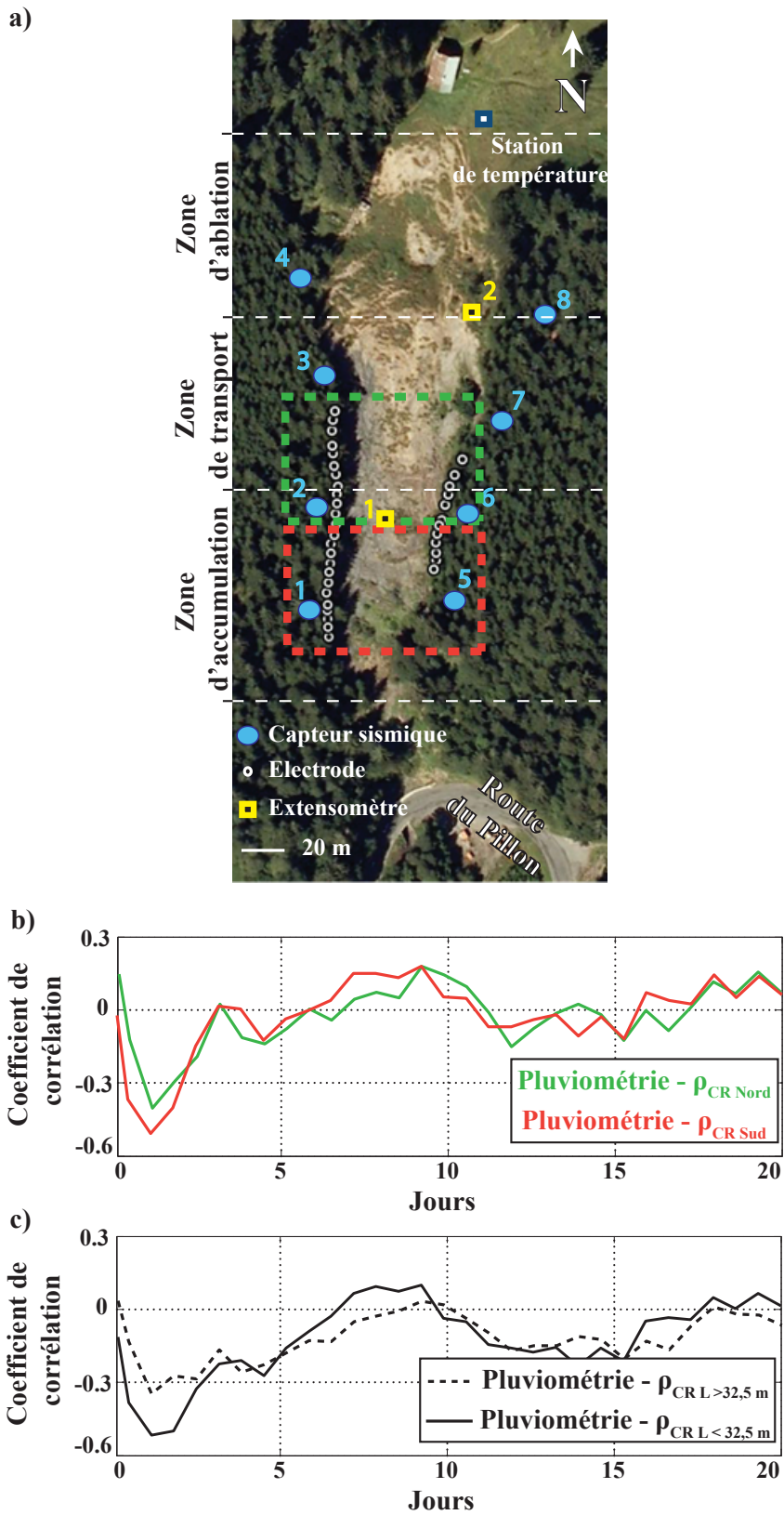


FIGURE 7.17: Légende : cf. page précédente.

7.5 Conclusions

L'exploitation combinée des paramètres géophysiques sismiques (dV/V), électriques (résistivité apparente ρ_a) et des paramètres environnementaux mesurés sur le site du Pont-Bourquin a permis de mettre en évidence des relations multiples. Les déplacements journaliers mesurés sur la zone d'accumulation apparaissent influencés par la pluviométrie, avec un effet immédiat et limité s'étalant sur une dizaine de jours. De tels résultats semblent indiquer une infiltration rapide des eaux en profondeur, hypothèse supportée par les mesures piézométriques effectuées en 2010 et 2011 par Brömmimann (2011), montrant la synchronicité des fluctuations phréatiques avec les épisodes de pluie.

Les variations relatives de vitesses sismiques mesurées à 4 endroits le long du glissement apparaissent également influencées à différentes échelles temporelles par les fluctuations environnementales du site :

- à l'échelle de quelques jours, un épisode pluviométrique entraîne une diminution du rapport dV/V quasi immédiate, qui dure une dizaine de jours. Ces résultats pourraient être expliqués par une diminution de la rigidité du matériau lorsque sa teneur en eau augmente. La sensibilité du paramètre sismique à la pluie paraît par ailleurs dépendre de la position sur le glissement, avec une chute du rapport dV/V d'autant plus forte que la mesure est effectuée en partie haute du glissement. De tels résultats semblent mettre en évidence la plus grande fracturation du matériau dans la partie supérieure du glissement et/ou la saturation quasi constante du matériau en partie basse du glissement qui masquerait l'infiltration d'eau de pluie en profondeur.

- à l'échelle annuelle, les fluctuations du paramètre dV/V apparaissent déphasées de 100 jours environ avec la température, une augmentation de température accompagnée 100 jours plus tard d'une augmentation du rapport dV/V . Ces résultats pourraient être expliqués par un assèchement progressif du matériau en surface du glissement conduisant à une augmentation de sa rigidité. Cette corrélation avec la température n'est pas visible sur le couple 1-5 en bas du glissement. L'absence d'influence de la température dans cette zone pourrait être liée à une saturation constante en profondeur et/ou à une modification progressive des contraintes durant la période d'étude perturbant l'évolution du paramètre dV/V .

- les fluctuations du rapport dV/V observées sur la période 2012-2015 ne dépassent pas -3 et +3 %. La chute du paramètre dV/V de plus de 7 % observée avant la coulée de 2010 n'a pas été mesurée. Ces résultats suggèrent un effet de seuil sur le paramètre dV/V avec une chute au-delà de -3 % lors d'évolution catastrophique du glissement.

Les premiers résultats obtenus avec le dispositif de monitoring électrique semblent montrer que l'installation de deux lignes d'électrodes sur les rives stables du glissement rend difficile l'acquisition de mesures avec un rapport signal sur bruit suffisant. La méthode de sélection développée dans ce chapitre ne permet de conserver que 25 % environ des mesures effectuées chaque jour. Les mesures de résistivité apparente effectuées dans la zone de transport et d'accumulation du glissement sont très sensibles à la pluviométrie, et semblent montrer une concentration des écoulements vers la zone d'accumulation. Le

volume de sol investigué par chaque quadripôle est par ailleurs difficilement estimable. En l'état de ces travaux, l'installation d'électrodes placées de part et d'autre du glissement sur les rives stables (et donc immobiles) crée des inconvénients très importants :

- l'utilisation de quadripôles de type dipôle-dipôle transversaux avec un dipôle de chaque côté du glissement empêche une acquisition avec un rapport signal sur bruit suffisant et ne permet pas de conserver un nombre important de quadripôles de mesure.

- sans processus d'inversion, la localisation d'éventuelles variations de résistivité dans le glissement est très difficile.

Pour pallier les difficultés mentionnées ci-dessus et évaluer la rentabilité d'un dispositif de monitoring électrique avec des lignes d'électrodes sur les rives stables, plusieurs travaux restent à effectuer. Tout d'abord, d'autres configurations de quadripôles pourraient être testées afin d'évaluer leur impact sur le rapport signal sur bruit des acquisitions. Des mesures du type dipôle-dipôle avec les deux électrodes d'un dipôle de part et d'autre du glissement seraient ainsi susceptibles de proposer des mesures plus robustes. Une autre solution consisterait à construire un modèle numérique du glissement en résistivité et de simuler les acquisitions effectuées sur le terrain. Ce modèle serait construit avec une topographie fidèle à partir des modèles numériques de terrain disponibles et des nombreux profils de tomographie électriques effectués sur le glissement. À terme, et sous réserve d'un nombre suffisant de quadripôles par acquisition, les mesures pourraient ainsi être inversées afin d'obtenir des coupes en résistivité du glissement, et de suivre au cours du temps des variations de résistivité au sein du matériau instable.

Conclusions de la troisième partie

L'utilisation de techniques de reconnaissance géophysiques par campagne de prospection géophysique et par l'installation pérenne de dispositifs de monitoring sur le glissement-coulée du Pont-Bourquin a permis de 1) caractériser la géométrie de la masse glissée en profondeur et 2) mettre en évidence des relations entre paramètres géophysiques (variations relatives de vitesses sismiques dV/V et résistivité apparente ρ_a) et facteurs environnementaux. Durant la période d'acquisition de 2012 à 2015, le glissement n'a pas connu de phénomène de fluidification ni d'accélération catastrophique. En l'absence de coulée, les variations dV/V dues aux conditions environnementales (pluviométrie, température) sont de l'ordre de 3 %. Ces résultats confirment le caractère exceptionnel de la chute de près de 7 % du rapport dV/V observée en 2010 plusieurs jours avant la fluidification du glissement.

Conclusions générales et perspectives

Conclusions générales

La transition solide-fluide, susceptible de se produire de manière subite et imprévisible dans des terrains argileux, fait peser une menace importante sur les populations et les infrastructures situées dans des territoires affectés par des mouvements de terrain de type glissement-coulée. Ce travail de thèse s'est intéressé à la compréhension des mécanismes en jeu lors de la fluidification et au développement de méthodes géophysiques dédiées à la surveillance de glissements-coulées. Deux approches ont été considérées : des essais de laboratoire permettant de provoquer la fluidification des argiles, et l'instrumentation d'un site de glissement-coulée.

Des essais rhéométriques ont été réalisés sur six matériaux argileux prélevés sur des glissements-coulées, avec mesures de paramètres rhéométriques (contrainte seuil τ_c , taux de cisaillement critique $\dot{\gamma}_c$), sismiques (vitesse des ondes de cisaillement V_S) et électriques (résistivité ρ).

Cinq des six matériaux testés mettent clairement en évidence un comportement de fluide à seuil, avec une contrainte seuil τ_c qui varie en fonction de la teneur en eau. Cette transition solide-fluide se caractérise par une chute significative de viscosité lorsque la contrainte cisailante appliquée est supérieure à τ_c . Pour des teneurs en eau au-delà de 10 % de la limite de liquidité, le matériau provenant du site de Char d'Osset ne présente pas les caractéristiques d'un fluide à seuil. Un tel comportement pourrait s'expliquer par une faible proportion de minéraux argileux dans le matériau, comme le montre la valeur très faible de surface spécifique ($5,7 \text{ m}^2 \cdot \text{g}^{-1}$).

La valeur de la contrainte seuil τ_c à appliquer pour provoquer la fluidification du matériau apparaît être contrôlée uniquement par l'écart de teneur en eau de l'échantillon par rapport à sa limite de liquidité ($w - LL$), quelles que soient les autres caractéristiques des matériaux argileux. Une loi exponentielle commune à tous les échantillons a pu être proposée, qui modélise la décroissance de la contrainte seuil en fonction de cet écart de teneur en eau.

La chute de viscosité observée lors de la transition solide-fluide sur les échantillons testés s'accompagne également d'une chute de V_S qui tend vers 0 lorsque la contrainte appliquée est supérieure à la contrainte seuil. Ces résultats confirment la perte importante de rigidité du matériau à la fluidification.

Par contre, la résistivité électrique ρ ne montre pas de variation lors de la fluidification, qui se fait à volume et porosité constants. L'application des lois d'Archie et de Waxman-Smits aux données semble montrer que la conduction électrique se fait majoritairement

par les pores saturés. Dans ce cas, la résistivité globale du matériau dépend alors de la tortuosité et de l'inter-connectivité des pores remplis d'eau. Ces résultats suggèrent que, malgré la structuration du réseau argileux à l'état solide (structuration à l'origine du seuil de contrainte et de la valeur de V_S non nulle), la contribution des processus de conduction à la surface des feuillets d'argile reste négligeable par rapport à la conductivité globale du matériau. Ceci peut s'expliquer par (1) les teneurs en eau relativement élevées de nos échantillons, dans lesquels les particules colloïdales se structurent vraisemblablement sous forme d'agrégats avec une porosité importante, et (2) la polydispersité du matériau, qui peut s'opposer à la conduction du courant dans ces agrégats. La rupture de ces agrégats lors de la fluidification, à l'origine de la chute de V_S , n'entraîne pas de modification de la porosité ni de la tortuosité moyenne, d'où une résistivité électrique essentiellement inchangée.

La surveillance géophysique du glissement-coulée du Pont-Bourquin a consisté à poursuivre les mesures du bruit sismique à partir des 8 capteurs vélocimétriques installés fin 2011 sur les flancs stables de part et d'autre du glissement. La mesure de 2012 à 2015 des variations de vitesse d'onde de Rayleigh (dV/V) dans la gamme de fréquences [8-12 Hz] montre des fluctuations de -3 à +3 %. Ces fluctuations apparaissent en partie reliées à la température et la pluviométrie. A l'échelle de quelques jours, la pluviométrie est accompagnée d'une chute du rapport dV/V quasi synchrone, pouvant indiquer une infiltration rapide des eaux de pluie en profondeur. A l'échelle des saisons, les fluctuations de température sont reliées à des fluctuations du même signe sur le paramètre dV/V . Ces résultats semblent montrer l'influence des périodes chaudes et des variations hydrologiques saisonnières sur la rigidité du matériau instable. Enfin, durant la période d'étude de 2012 à 2015, le glissement n'a pas connu d'accélération catastrophique comme celle observée en 2010, avec une chute de plus de 7 % du paramètre dV/V plusieurs jours avant l'occurrence d'une coulée. Bien que ces résultats ne permettent pas de confirmer le caractère précurseur du paramètre dV/V , ils nourrissent l'hypothèse d'un effet seuil pour lequel une accélération du glissement provoquerait une chute du rapport dV/V au-delà de -3 %.

La surveillance géophysique du glissement-coulée du Pont-Bourquin a également consisté en des mesures de résistivité électrique apparente ρ_a avec des électrodes situées de part et d'autre de la zone en mouvement. Cette géométrie particulière du dispositif d'acquisition évite toute problématique de mesure liée au déplacement des électrodes sur la masse en mouvement (3 à 6 m.an⁻¹ en moyenne) et aux artéfacts induits lors de l'inversion. Une étude numérique avec le logiciel Res3Dmod préalable à l'installation du dispositif a été effectuée afin d'évaluer la sensibilité d'un tel système d'acquisition. Différentes géométries de quadripôles ont été simulées pour étudier leur sensibilité à des variations de résistivité au sein du glissement. Les quadripôles transversaux avec un dipôle de part et d'autre du glissement sont apparus les plus sensibles. La mesure de tels quadripôles sur le site de février à novembre 2015 a cependant montré leur faible rapport signal sur bruit, avec seulement 25 % des quadripôles pouvant être conservés. Ce faible nombre de données exploitables s'explique principalement par la mesure d'une différence de potentiel très faible résultant de l'injection de courant par un dipôle de l'autre côté

du glissement. L'exploitation des données conservées met en évidence la forte sensibilité des résistivités apparentes mesurées à des périodes de pluie. De tels résultats ont pu être retrouvés avec des modélisations par éléments finis avec le logiciel Comsol qui ont mis en évidence l'influence prédominante de la saturation dans les couches superficielles sur la mesure de résistivité apparente. Ces résultats mettent en avant la difficulté liée à la détection d'une éventuelle variation de résistivité en profondeur dans le glissement qui pourrait être masquée par l'effet de la pluie en surface. En l'état de ce travail, l'avantage apporté par l'installation d'électrodes sur les rives stables du glissement paraît donc limité, dans la mesure où le nombre de données pouvant être conservées est faible, et l'estimation du volume de sol investigué par les quadripôles est délicate.

Les résultats obtenus en laboratoire et sur le terrain confirment l'intérêt complémentaire des deux paramètres géophysiques étudiés pour le suivi de masses argileuses instables. La chute de V_S observée en laboratoire lors de la fluidification d'échantillons de sol provenant de différents glissements-coulées montre l'intérêt de ce paramètre sismique comme marqueur du changement d'état de l'argile, et comme éventuel paramètre précurseur de la fluidification. Par ailleurs, bien que la résistivité ne paraisse pas varier lors de la fluidification, la sensibilité de ce paramètre à l'hydrologie du site illustre son utilité comme méthode de suivi d'infiltrations de fronts saturés dans les glissements de terrain.

Perspectives

Bien que ce travail ait permis d'apporter plusieurs éléments de réponse sur les processus en jeu lors de la fluidification de l'argile et sur la sensibilité des techniques géophysiques sismiques et électriques, de nouvelles questions ont été soulevées.

Le suivi des propriétés rhéométriques des 6 matériaux argileux étudiés durant cette thèse a été effectué à partir d'échantillons préparés avec de l'eau distillée. Des essais rhéométriques réalisés par [Khaloun *et al.* \(2009\)](#) sur des argiles glaciomarines ont cependant montré l'influence du contenu électrolytique de l'eau porale, provoquant une chute du module de cisaillement G lorsque la concentration en ions diminue au-delà d'un seuil. Des essais rhéométriques avec mesure de V_S pourraient être effectués sur les argiles étudiées dans ce travail, avec différentes concentrations électrolytiques, afin 1) d'évaluer l'effet de la salinité sur l'amplitude de la fluidification des argiles et de la perte de rigidité de ce matériau et 2) de tester l'influence éventuelle de ce nouveau paramètre (salinité de l'eau porale) sur la loi unique $\tau_c = f(w - LL)$ trouvée. De même, l'influence éventuelle de la granulométrie des échantillons sur l'application de cette loi unique et sur l'évolution de la résistivité électrique à la fluidification pourrait être évaluée en écrétant de façon plus ou moins prononcée les matériaux utilisés durant ces travaux.

Par ailleurs, bien que la résistivité électrique ne paraisse pas sensible à la transition solide-fluide au sein des argiles, d'autres paramètres électriques, liés au phénomène de polarisation induite, peuvent varier lors de la fluidification. Les roches et sols argileux présentent en effet des propriétés de polarisation du fait de la capacité des feuillets argileux à conduire le courant à leur surface (effet de la double couche électrique). La rupture du réseau de feuillets argileux lors de la fluidification est donc susceptible de provoquer une modification des propriétés de polarisation. L'appareillage rhéométrique devrait être modifié pour permettre la mesure de la polarisation de l'argile, avec des électrodes non polarisables et un système d'injection de courant et de mesure de potentiel de haute précision.

Enfin, les essais rhéométriques effectués dans cette thèse ont permis d'évaluer les propriétés géophysiques et rhéologiques d'argiles pour des échantillons avec des teneurs en eau au-delà de 10 % de la limite d'Atterberg de liquidité. La réalisation d'essais rhéométriques pour des teneurs en eau plus faibles permettrait de s'approcher des conditions rencontrées sur le terrain, où les coulées sont généralement observées pour des matériaux proches de leur limite de liquidité ([Hungr *et al.*, 2014](#)). De telles expériences ne sont cependant pas possibles avec le rhéomètre plan-plan de faible volume utilisé dans cette

thèse, du fait d'une fissuration du matériau si sa teneur en eau est trop faible. Pour investiguer des gammes de teneur en eau plus faibles, il faudrait utiliser des rhéomètres de volumes plus importants.

Depuis 2010, le glissement du Pont-Bourquin n'a pas connu d'accélération catastrophique. L'exploitation des données sismiques effectuée durant cette thèse montre que les fluctuations du rapport dV/V paraissent pourtant sensibles au déplacement du matériau instable. L'influence des déplacements sur l'évolution du paramètre dV/V reste encore à préciser. Dans ce cadre, des données GPS et/ou TLS supplémentaires aux données extensométriques apporteraient des informations intéressantes sur la cinématique du glissement. Ces données permettraient de préciser les zones les plus actives afin d'y placer éventuellement de nouveaux couples de capteurs sismiques.

Enfin, dans le but de confirmer le caractère précurseur du paramètre dV/V à la fluidification, d'autres essais rhéométriques d'oscillation avec mesure de V_S pourraient être effectués en augmentant progressivement au cours de l'essai la contrainte cisailante moyenne s'exerçant sur l'échantillon. Ce nouveau type de protocole permettrait de simuler un chargement du matériau, et éventuellement de mieux définir les processus transitoires à l'origine du caractère précurseur de la chute de V_S mesurée sur le glissement-coulée du Pont-Bourquin (Mainsant *et al.*, 2012b) et sur plans inclinés (Mainsant *et al.*, 2015). Par ailleurs, l'installation de dispositifs de mesure de bruit de fond sismique pourrait être élargie à d'autres glissements actifs. Bien que le glissement du Pont-Bourquin soit particulièrement favorable à l'installation de ce dispositif de mesure en raison de sa relative petite taille et de sa canalisation prononcée, d'autres glissements plus larges peuvent également être équipés. Dans ce cas, les capteurs pourraient être installés sur des éperons centraux stables s'ils existent, ou directement sur la zone en glissement, à condition d'évaluer l'impact du déplacement relatif des capteurs les uns par rapport aux autres sur les calculs de corrélation. L'exploitation des données sismiques acquises sur de tels glissements permettra peut-être d'apporter des informations supplémentaires sur la sensibilité de ce dispositif à la fluidification du matériau argileux.

Références bibliographiques

Bibliographie

- (2001). *Exploration géophysique pour l'évaluation des effets de site : profils sismiques Vibroseis et mesures en puits dans la vallée de l'Isère près de Grenoble, Actes de la Journée commune AFPS/CFGI.*
- ABELLAN, A., VILAPLANA, J. M., CALVET, J., GARCIA-SELLES, D. et ASENSIO, E. (2011). Rockfall monitoring by terrestrial laser scanning : A case study of the basaltic rock face at Castellfollit de la Roca (Catalonia, Spain). *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 11(3):829–841.
- ABU-HASSANEIN, Z. S., BENSON, C. H. et BLOTZ, L. R. (1996). Electrical resistivity of compacted clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(5):397–406.
- ANCEY, C. (2007). Plasticity and geophysical flows : A review. *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics*, 142:4–35.
- ANCEY, C. et JORROT, H. (2001). Yield stress for particle suspensions within a clay dispersion. *Journal of Rheology*, 45(2):297–319.
- ANGELI, M.-G., PASUTO, A. et SILVANO, S. (2000). A critical review of landslide monitoring experiences. *Engineering Geology*, 55(3):133–147.
- ARCHIE, G. (1942). The electrical resistivity log as an aid in determining some reservoir characteristics. *Transactions of the American Institute of Mechanical Engineering*, 146:54–62.
- ATKINS, E. et SMITH, G. (1961). The significance of particle shape in formation factor porosity relationship. *Journal of Petroleum Technology*, 13:285–291.
- BADOUX, H., GABUS, J. et MERCANTON, C. (1990). Les Diablerets.
- BALTZER, A. (1875). *Über bergstürze in den Alpen. Verlag der Schabelitz'schen buchhandlung.* C. Schmidt.
- BARDOU, E., BOWEN, P., BOIVIN, P. et BANFILL, P. (2007). Impact of small amounts of swelling clays on the physical properties of debris-flow-like granular materials. Implications for the study of Alpine debris flow. *Earth Surface Processes and Landforms*, 32(5):698–710.

BIBLIOGRAPHIE

- BARFÉTY, J., BARBIER, R., BORDER, P., J., F., PETITEVILLE, J., RIVOIRARD, R., VATIN-PÉRIGNON, MOUTERDE, N. et MELOUX, J. (1997). Carte géologique (1/50000), Saint Jean de Maurienne (74). Notice explicative par Barféty J. et al. (1977).
- BARNES, H. et WALTERS, K. (1985). The yield stress myth? *Rheologica Acta*, 24(4):323–326.
- BATES, R. L. et JACKSON, J. A. (1987). *Glossary of Geology : American Geological Institute*, volume 788. French & European Pubns.
- BECK, Y., PALMA LOPES, S., FERBER, V. et COTE, P. (2011). Microstructural interpretation of water content and dry density influence on the DC electrical resistivity of a fine grained soil. *Geotechnical Testing Journal*, 34 (6):1–14.
- BENOIT, L., BRIOLE, P., MARTIN, O., THOM, C., MALET, J.-P. et ULRICH, P. (2015). Monitoring landslide displacements with the Geocube wireless network of low-cost (GPS). *Engineering Geology*, 195:111–121.
- BERGAYA, F., THENG, B. et LAGALY, G. (2006). *Handbook of clay science*, volume 1. Elsevier Science.
- BERZI, D. et LARCAN, E. (2013). Flow resistance of inertial debris flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 139(2):187–194.
- BIÈVRE, G., JONGMANS, D., WINIARSKI, T. et ZUMBO, V. (2011a). Application of geophysical measurements for assessing the role of fissures in water infiltration within a clay landslide (Trièves area, French Alps). *Hydrological Processes*, 26(14):2128–2142.
- BIÈVRE, G., KNISS, U., JONGMANS, D., PATHIER, E., SCHWARTZ, S., van WESTEN, C. J., VILLEMEN, T. et ZUMBO, V. (2011b). Paleotopographic control of landslides in lacustrine deposits (Trièves plateau, French Western Alps). *Geomorphology*, 125(1): 214–224.
- BOGOSLOVSKY, V. A. et OGILVY, A. A. (1977). Geophysical methods for the investigation of landslides. *Geophysics*, 42(3):562–571.
- BONN, D., PAREDES, J., DENN, M. M., BERTHIER, L., DIVOUX, T. et MANNEVILLE, S. (2015). Yield stress materials in soft condensed matter. *Reviews of Modern Physics*, n/a - n/a:n/a – n/a.
- BONNEFOY-CLAUDET, S., COTTON, F. et BARD, P.-Y. (2006). The nature of noise wavefield and its applications for site effects studies : A literature review. *Earth-Science Reviews*, 79(3–4):205–227.
- BOTTELIN, P., LÉVY, C., BAILLET, L., JONGMANS, D. et GUÉGUEN, P. (2013). Modal and thermal analysis of Les Arches unstable rock column (Vercors massif, French Alps). *Geophysical Journal International*, 194(2):849–858.

- BOYER, F., POULIQUEN, O. et GUAZZELLI, E. (2011). Dense suspensions in rotating-rod flows : normal stresses and particle migration. *Journal of Fluid Mechanics*, 686:5–25.
- BRADBURY, M. et BAEYENS, B. (2002). *Porewater chemistry in compacted re-saturated MX-80 bentonite : Physico-chemical characterisation and geochemical modelling*. Nagra.
- BRENGUIER, F., CAMPILLO, M., HADZIOANNOU, C., SHAPIRO, N., NADEAU, R. et LAROSE, E. (2008). Postseismic relaxation along the San Andreas fault at Parkfield from continuous seismological observations. *Science*, 321(5895):1478–1481.
- BROCARD, G., VAN DER BEEK, P., BOURLES, D., SIAME, L. et MUGNIER, J. (2003). Long-term fluvial incision rates and postglacial river relaxation time in the French Western Alps from ^{10}Be dating of alluvial terraces with assessment of inheritance, soil development and wind ablation effects. *Earth and Planetary Science Letters*, 209:197–214.
- BRÖNNIMANN, C. (2011). *Effect of Groundwater on Landslide Triggering*. Thèse de doctorat, École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- CAMPILLO, M., ROUX, P. et SHAPIRO, N. (2011). *Using seismic noise to image and to monitor the solid earth*. Gupta, H.K.E., Encyclopedia of Solid Earth Geophysics.
- CAPPELAERE, E., BERRET, J., DECRUPPE, J., CRESSELY, R. et LINDNER, P. (1997). Rheology, birefringence, and small-angle neutron scattering in a charged micellar system : Evidence of a shear-induced phase transition. *Physical Review E*, 56:1869.
- CARIS, J. et van ASCH, T. (1991). Geophysical, geotechnical and hydrological investigations of a small landslide in the French Alps. *Engineering Geology*, 31(3):249–276.
- CARRIÈRE, S., JONGMANS, D., CHAMBON, G., BIÈVRE, G., LANSON, B., BERTELLO, L., BERTI, M., CHAMBERS, J., JABOYEDOFF, M. et MALET, J. (2016). Rheometric properties of clayey soils originating from flow-like landslides. Submitted to Journal of Geophysical Research in July 2016.
- CASAGRANDE, A. (1932). Research on the Atterberg limits of soils. *Public Roads*, 13 (8):121–136.
- CASAGRANDE, A. (1958). Notes on the design of the Liquid limit device. *Géotechnique*, 30 (1):84–91.
- CATES, M. E., WITTMER, J. P., BOUCHAUD, J.-P. et CLAUDIN, P. (1998). Jamming, Force Chains, and Fragile matter. *Physical Review Letters*, 81:1841–1844.
- CHAMBERS, J., GUNN, D., WILKINSON, P., MELDRUM, P., HASLAM, E., HOLYOAKE, S., KIRKHAM, M., KURAS, O., MERRITT, A. et WRAGG, J. (2014). 4D electrical resistivity tomography monitoring of soil moisture dynamics in an operational railway embankment. *Near Surface Geophysics*, 12(1):61–72.

BIBLIOGRAPHIE

- CHAMBERS, J., MELDRUM, P., GUNN, D., WILKINSON, P., KURAS, O., WELLER, A. et OGILVY, R. (2009). Hydrogeophysical monitoring of landslide processes using Automated time-Lapse Electrical Resistivity Tomography (ALERT). *In Near Surface 2009*.
- CHAMBERS, J., WILKINSON, P., KURAS, O., FORD, J., GUNN, D., MELDRUM, P., PENNINGTON, C., WELLER, A., HOBBS, P. et OGILVY, R. (2011). Three-dimensional geophysical anatomy of an active landslide in Lias Group mudrocks, Cleveland basin, (UK). *Geomorphology*, 125(4):472–484.
- CLAVIER, C., COATES, G. et DUMANOIR, J. (1984). Theoretical and experimental bases for the dual-water model for interpretation of shaly sands. *Society of Petroleum Engineers Journal*, 24:153–168.
- CLÉMENT, R., BERGERON, M. et MOREAU, S. (2011). Comsol Multiphysics modelling for measurement device of electrical resistivity in laboratory test cell. *In Comsol Conference, Stuttgart, Germany*.
- CLÉMENT, R. et MOREAU, S. (2016). How should an electrical resistivity tomography laboratory test cell be designed? Numerical investigation of error on electrical resistivity measurement. *Journal of Applied Geophysics*, 127:45–55.
- CORNFORTH, D. (2005). *Landslides in practice : investigation, analysis and remedial / preventative options in soils*. Wiley, USA.
- COUSSOT, P. (1995). Structural similarity and transition from newtonian to non-newtonian behavior for clay-water suspensions. *Physical Review Letters*, 74:3971–3974.
- COUSSOT, P. (2005). *Rheometry of pastes, suspensions, and granular materials*. Wiley Online Library.
- COUSSOT, P. et ANCEY, C. (1999). Rheophysical classification of concentrated suspensions and granular pastes. *Physical Review Letters*, 59:4445–4457.
- COUSSOT, P., LAIGLE, D., ARATTANO, M., DEGANUTTI, A. et MARCHI, L. (1998). Direct determination of rheological characteristics of debris flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 124(8):865–868.
- COUSSOT, P., NGUYEN, Q., HUYNH, H. et BONN, D. (2002a). Viscosity bifurcation in thixotropic, yielding fluids. *Journal of rheology*, 46:573.
- COUSSOT, P., NGUYEN, Q. D., HUYNH, H. T. et BONN, D. (2002b). Avalanche behavior in yield stress fluids. *Physical Review Letters*, 88 - Number 17 - 5501:n/a – n/a.
- COUSSOT, P. et PIAU, J. M. (1994). On the behavior of fine mud suspensions. *Rheologica Acta*, 33(3):175–184.
- COUSSOT, P., ROUSSEL, N., JARNY, S. et CHANSON, H. (2005). Continuous or catastrophic solid–liquid transition in jammed systems. *Physics of fluids*, 17:011704.

- CRAWFORD, M. M., ZHU, J. et WEBB, S. (2015). Geologic, geotechnical, and geophysical investigation of a shallow landslide, Eastern Kentucky. *Environmental & Engineering Geoscience*, 21(3):181–195.
- CRUDEN, D. (1991). A simple definition of a landslide. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 43(1):27–29.
- CRUDEN, D. et VARNES, D. (1996). Landslide types and processes. *Landslides - Investigation and Mitigation, Special Report*, 247:36–75.
- DA CRUZ, F., CHEVOIR, F., BONN, D. et COUSSOT, P. (2002). Viscosity bifurcation in granular materials, foams, and emulsions. *Physical Review E*, 66(5):051305.
- DARVE, F., SERVANT, G., LAOUAFA, F. et KHOA, H. (2004). Failure in geomaterials : continuous and discrete analyses. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 193(27-29):3057 – 3085.
- DELACOURT, C., ALLEMAND, P., BERTHIER, E., RAUCOULES, D., CASSON, B., GRANDJEAN, P., PAMBRUN, C. et VAREL, E. (2007). Remote-sensing techniques for analysing landslide kinematics : A review. *Bulletin de la Société Géologique de France*, 178(2):89–100.
- DEMANET, D. (2000). *Tomographie 2D et 3D à partir de mesures géophysiques en surface et en forage*. Thèse de doctorat, Université de Liège, Belgique.
- DEMOULIN, A., PISSART, A. et SCHROEDER, C. (2003). On the origin of late Quaternary paleolandslides in the Liège (Belgium) area. *International Journal of Earth Sciences*, 92(5):795–805.
- DOBRY, R. et VUCETIC, M. (1987). Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits. *Proceedings - International Symposium on Geotechnical Engineering of soft soils*, 2:51–87.
- DOEBELIN, N. et KLEEBERG, R. (2015). Profex : a graphical user interface for the Rietveld refinement program (BGMN). *Journal of Applied Crystallography*, 48(5):1573–1580.
- DUVALL, T., JEFFERIES, S., HARVEY, J. et POMERANTZ, M. (1993). Time-distance helioseismology. *Nature*, 362:430–432.
- EECKHAUT, M. V. D., POESEN, J., VERSTRAETEN, G., VANACKER, V., NYSSSEN, J., MOEYERSONS, J., BEEK, L. P. H. v. et VANDEKERCKHOVE, L. (2007). Use of LiDAR-derived images for mapping old landslides under forest. *Earth Surface Processes and Landforms*, 32(5):754–769.
- EILERTSEN, R., HANSEN, L., BARGEL, T. et SOLBERG, I. (2008). Clay slides in the Maalselv valley, Northern Norway : characteristics, occurrence, and triggering mechanisms. *Geomorphology*, 93(3-4):548–562.

BIBLIOGRAPHIE

- FARRA, D. M. et COLEMAN, J. D. (1967). The correlation of surface area with other properties of nineteen British clay soil. *Journal of Soil Science*, 18(1):118–124.
- FORD, J. (2013). Geological map of the High Stittenham area (Sheet SE66NE). British Geological Survey, Nottingham, UK.
- FUKUE, M., MINATO, T., HORIBE, H. et TAYA, N. (1999). The micro-structures of clay given by resistivity measurements. *Engineering Geology*, 54(1–2):43 – 53.
- GANCE, J., MALET, J.-P., SUPPER, R., SAILHAC, P., OTTOWITZ, D. et JOCHUM, B. (2016). Permanent electrical resistivity measurements for monitoring water circulation in clayey landslides. *Journal of Applied Geophysics*, 126:98–115.
- GATTINONI, P., SCESI, L., ARIENI, L. et CANAVESI, M. (2012). The February 2010 large landslide at Maierato, Vibo Valentia, Southern Italy. *Landslides*, 9(2):255–261.
- GIAO, P., CHUNG, S., KIM, D. et TANAKA, H. (2003). Electric imaging and laboratory resistivity testing for geotechnical investigation of Pusan clay deposits. *Journal of Applied Geophysics*, 52(4):157–175.
- GIRAUD, A., ANTOINE, P., VAN ASCH, T. et NIEUWENHUIS, J. (1991). Geotechnical problems caused by glaciolacustrine clays in the French Alps. *Engineering Geology*, 31(2):185–195.
- GLADE, T., STARK, P. et DIKAU, R. (2005). Determination of potential landslide shear plane depth using seismic refraction—a case study in Rheinhessen, Germany. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 64(2):151–158.
- GLOVER, P. W., HOLE, M. J. et POUS, J. (2000). A modified Archie’s law for two conducting phases. *Earth and Planetary Science Letters*, 180(3–4):369–383.
- GODIO, A., STROBBIA, C. et BACCO, G. D. (2006). Geophysical characterisation of a rockslide in an Alpine region. *Engineering Geology*, 83(1-3):273–286.
- GOMBERG, J., SCHULZ, W., BODIN, P. et KEAN, J. (2011). Seismic and geodetic signatures of fault slip at the Slumgullion landslide natural laboratory. *Journal of Geophysical Research : Solid Earth*, 116(B9):n/a–n/a. B09404.
- GRANDJEAN, G., MALET, J.-P., BITRI, A. et MÉRIC, O. (2007). Geophysical data fusion by fuzzy logic for imaging the mechanical behaviour of mudslides. *Bulletin de la Société Géologique de France*, 178(2):127–136.
- GUGGENHEIM, S. et MARTIN, R. (1995). Definition of clay and clay mineral : joint report of the AIPEA nomenclature and CMS nomenclature committees. *Clays and Clay Minerals*, 43(2):255–256.
- HADZIOANNOU, C. (2011). *Ondes sismiques en milieu complexe : mesure des variations temporelles des vitesses*. Thèse de doctorat, Université de Grenoble.

- HADZIOANNOU, C., LAROSE, E., BAIG, A., ROUX, P. et CAMPILLO, M. (2011). Improving Temporal Resolution in Ambient Noise Monitoring of Seismic Wave Speed. *Journal of Geophysical Research : Solid Earth*, 116:n/a–n/a. 10p.
- HAIGH, S. (2012). Mechanics of the Casagrande liquid limit test. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(9):1015–1023.
- HANTZ, D., VENGEON, J., DUSSAUGE-PEISSER, C. *et al.* (2003). An historical, geomechanical and probabilistic approach to rock-fall hazard assessment. *Natural Hazards and Earth System Science*, 3(6):693–701.
- HASKELL, N. (1960). Crustal reflexion of plane SH waves. *Journal of Geophysical Research*, 65:4147–4150.
- HATHEWAY, A. (1982). Trench, shaft and tunnel mapping. *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, 19 (2):173–180.
- HERRMANN, R. B. (2013). Computer programs in seismology : An evolving tool for instruction and research. *Seismological Research Letters*, 84(6):1081–1088.
- HUFF, W. (1974). Mineralogy and provenance of Pleistocene lake clay in an Alpine region. *Geological Society of America Bulletin*, 85(9):1455–1460.
- HUNGR, O., EVANS, S. G., BOVIS, M. J. et HUTCHINSON, J. N. (2001). A review of the classification of landslides of the flow type. *Environmental & Engineering Geoscience*, 7(3):221–238.
- HUNGR, O., LEROUEIL, S. et PICARELLI, L. (2014). The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 11:167–194.
- HUNTER, J., BENJUMEA, B., HARRIS, J., MILLER, R., PULLAN, S., BURNS, R. et GOOD, R. (2002). Surface and downhole shear wave seismic methods for thick soil site investigations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(9–12):931–941.
- HUTCHINSON, J. (1968). *Mass movement*. Encyclopedia of Geomorphology : Reinhold.
- HUTCHINSON, J. (1988). Morphological and geotechnical parameters of landslide in relation to geology and hydrogeology. *Proceedings, Fith International Symposium on Landslides*, 1:3–36.
- Ibs-von SEHT, M. et WOHLBERG, J. (1999). Microtremor measurements used to map thickness of soft sediments. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 89(1):250–259.
- IETTO, F., PERRI, F. et CELLA, F. (2016). Geotechnical and landslide aspects in weathered granitoid rock masses (Serre Massif, Southern Calabria, Italy). {CATENA}, 145:301–315.

BIBLIOGRAPHIE

- IVERSON, R. (1997a). The physics of debris flows. *Reviews of geophysics-Richmond Virginia then Washington*, 35:245–296.
- IVERSON, R. (2005). Regulation of landslide motion by dilatancy and pore pressure feedback. *Journal of Geophysical Research*, 110(10.1029):2156–2202.
- IVERSON, R., GEORGE, D., ALLSTADT, K., REID, M., COLLINS, B., VALLANCE, J., SCHILLING, S., GODT, J., CANNON, C., MAGIRL, C., BAUM, R., COE, J., SCHULZ, W. et BOWER, J. (2015). Landslide mobility and hazards : implications of the 2014 Oso disaster. *Earth and Planetary Science Letters*, 412:197–208.
- IVERSON, R. M. (1997b). The physics of debris flows. *Reviews of Geophysics*, 35(3):245–296.
- IVERSON, R. M. (2000). Landslide triggering by rain infiltration. *Water Resources Research*, 36(7):1897–1910.
- IVERSON, R. M. et GEORGE, D. L. (2016). Modelling landslide liquefaction, mobility bifurcation and the dynamics of the 2014 Oso disaster. *Géotechnique*, 66(3):175–187.
- JABOYEDOFF, M., DEMERS, M., LOCAT, J., OPPIKOFER, T., ROBITAILLE, D. et TURMEL, D. (2009a). Use of terrestrial laser scanning for the characterization of retrogressive landslides in sensitive clay and rotational landslides in river banks. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(12):1379–1390.
- JABOYEDOFF, M., OPPIKOFER, T., ABELLÁN, A., DERRON, M.-H., LOYE, A., METZGER, R. et PEDRAZZINI, A. (2012). Use of LiDAR in landslide investigations : A review. *Natural Hazards*, 61(1):5–28.
- JABOYEDOFF, M., PEDRAZZINI, A., LOYE, A., OPPIKOFER, T., PONS, M. et LOCAT, J. (2009b). *Earth flow in a complex geological environment : the example of Pont Bourquin, Les Diablerets (Western Switzerland)*. Landslide Processes, From Geomorphologic Mapping to Dynamic Modelling.
- JEFFERSON, I. et FOSS ROGERS, C. (1998). Liquid limit and the temperature sensitivity of clays. *Engineering geology*, 49(2):95–109.
- JEONG, S.W. and Locat, J., LEROUÉIL, S. et MALET, J. (2010). Rheological properties of fine-grained sediment : the roles of texture and mineralogy. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(10):1085–1100.
- JONES, D., LEARY, B. et BOGER, D. (1991). The rheology of a concentrated suspension of hard spheres. *Journal of Colloidal Interface Sciences*, 147:479 – 495.
- JONGMANS, D., BIÈVRE, G., RENALIER, F., SCHWARTZ, S., BEAUREZ, N. et ORENGO, Y. (2009). Geophysical investigation of a large landslide in glaciolacustrine clays in the Trièves area (French Alps). *Engineering Geology*, 109(1-2):45–56.

- JONGMANS, D. et GARAMBOIS, S. (2007). Geophysical investigation of landslides : A review. *Bulletin de la Société Géologique de France*, 178(2):101–112.
- JOP, P., FORTERRE, Y. et POULIQUEN, O. (2006). A constitutive law for dense granular flows. *Nature*, 441:727–730.
- KALINSKI, R. et KELLY, W. (1993). Estimating water content of soils from electrical resistivity. *Geotechnical Testing Journal*, 16 (3):323–329.
- KELLER, G. et FRISCHKNECHT, F. (1966). *Electrical methods in geophysical prospecting*. International series in electromagnetic waves.
- KHALDOUN, A., MOLLER, P., FALL, A., WEGDAM, G., DE LEEUW, B., MÉHEUST, Y., OTTO FOSSUM, J. et BONN, D. (2009). Quick clay and landslides in clayey soils. *Physical Review Letters*, 103:188301.
- KILTY, K. (1984). On the origin and interpretation of self-potential anomalies. *Geophysical Prospecting*, 32(1):51–62.
- KIMURA, H. et YAMAGUCHI, Y. (2000). Detection of landslide areas using satellite radar interferometry. *Photogrammetric engineering and remote sensing*, 66:337–344.
- LACROIX, P., BERTHIER, E. et MAQUERHUA, E. T. (2015). Earthquake-driven acceleration of slow-moving landslides in the Colca valley, Peru, detected from Pléiades images. *Remote Sensing of Environment*, 165:148–158.
- LACROIX, P., PERFETTINI, H., TAPE, E. et GUILLIER, B. (2014). Coseismic and post-seismic motion of a landslide : Observations, modeling, and analogy with tectonic faults. *Geophysical Research Letters*, 41(19):6676–6680.
- LAPENNA, V., LORENZO, P., PERRONE, A., PISCITELLI, S., SDAO, F. et RIZZO, E. (2003). High-resolution geoelectrical tomographies in the study of Giarrossa landslide (Southern Italy). *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 62(3):259–268.
- LAROSE, E., CARRIERE, S., VOISIN, C., BOTTELIN, P., BAILLET, L., GUEGUEN, P., WALTER, F., JONGMANS, D., GUILLIER, B., GARAMBOIS, S., GIMBERT, F. et MASSEY, C. (2015). Environmental seismology : What can we learn on earth surface processes with ambient noise? *Journal of Applied Geophysics*, 116:62–74.
- LAY, T. et WALLACE, T. (1995). *Modern global seismology*, volume 58. Academic press.
- LEBOURG, T., HERNANDEZ, M., ZERATHE, S., BEDOUI, S. E., JOMARD, H. et FRESIA, B. (2010). Landslides triggered factors analysed by time lapse electrical survey and multidimensional statistical approach. *Engineering Geology*, 114(3–4):238–250.
- LERMO, J. et CHAVEZ-GARCIA, F. J. (1994). Site effect evaluation at Mexico City : Dominant period and relative amplification from strong motion and microtremor records. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 13(6):413–423.

BIBLIOGRAPHIE

- LIU, A. et NAGEL, S. (1998). Jamming is not just cool any more. *Nature*, 396(6706):21–22.
- LOBKIS, O. I. et WEAVER, R. L. (2003). Coda-wave interferometry in finite solids : Recovery of conversion rates in an elastodynamic billiard. *Physical Review Letters*, 90:254–302.
- LOCAT, J. (1997). Normalized rheological behavior of fine muds and their flow properties in a pseudoplastic regime. *Debris-flow hazards mitigation : mechanics prediction and assessment, Water Resources Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, pages 260–269.
- LOCAT, J. et DEMERS, D. (1988). Viscosity, yield stress, remolded strength, and liquidity index relationships for sensitive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 25(4):799–806.
- LOKE, M. et BARKER, R. (1996). Rapid least-squares inversion of apparent resistivity pseudosections by a quasi-Newton method 1. *Geophysical prospecting*, 44(1):131–152.
- LOMBARDI, G., RUSSEL, J. et KELLER, W. (1987). Compositional and structural variations in size fractions of a sedimentary and a hydrothermal kaolin. *Clays and Clay Minerals*, 35:321–335.
- MACKEY, B., ROERING, J. et MCKEAN, J. (2009). Long-term kinematics and sediment flux of an active earthflow, Eel river, California. *Geology*, 37(9):803–806.
- MAINSANT, G. (2013). *Variation de la vitesse des ondes de cisaillement lors de la transition solide-liquide au sein des argiles. Application aux glissements de terrain.* Thèse de doctorat, Université de Grenoble.
- MAINSANT, G., CHAMBON, G., JONGMANS, D., LAROSE, E. et BAILLET, L. (2015). Shear-wave-velocity drop prior to clay mass movement in laboratory flume experiments. *Engineering Geology*, 192:26–32.
- MAINSANT, G., JONGMANS, D., CHAMBON, G., LAROSE, E. et BAILLET, L. (2012a). Shear-wave velocity as an indicator for rheological changes in clay materials : Lessons from laboratory experiments. *Geophysical Research Letters*, 39(19):5p.
- MAINSANT, G., LAROSE, E., BRONNIMANN, C., JONGMANS, D., MICHOD, C. et JABOYEDOFF, M. (2012b). Ambient seismic noise monitoring of a clay landslide : Toward failure prediction. *Journal of Geophysical Research : Earth Surface*, 117(F1):n/a–n/a.
- MAIO, C. D. et SCARINGI, G. (2016). Shear displacements induced by decrease in pore solution concentration on a pre-existing slip surface. *Engineering Geology*, 200:1–9.
- MALET, J. (2003). *Les glissements de type écoulement dans les marnes noires des Alpes du Sud. Morphologie, fonctionnement et modélisation hydro-mécanique.* Thèse de doctorat, Université Louis Pasteur-Strasbourg.

- MALET, J., AUZET, A.-V., MAQUAIRE, O., AMBROISE, B., DESCROIX, L., ESTÈVES, M., VANDERVAERE, J.-P. et TRUCHET, E. (2003b). Investigating the influence of soil surface features on infiltration on marly hillslopes. application to Callovo-Oxfordian black marls slopes in the Barcelonnette basin (Alpes-de-Haute-Provence, France). *Earth Surface Processes*, 28(5):547–564.
- MALET, J.-P., LAIGLE, D., REMAÎTRE, A. et MAQUAIRE, O. (2005). Triggering conditions and mobility of debris flows associated to complex earthflows. *Geomorphology*, 66(1–4):215–235.
- MALET, J.-P., MAQUAIRE, O. et CALAIS, E. (2002). The use of Global Positioning System techniques for the continuous monitoring of landslides : application to the Super-Sauze earthflow (Alpes-de-Haute-Provence, France). *Geomorphology*, 43(1–2): 33–54.
- MALET, J.-P., REMAÎTRE, A., MAQUAIRE, O., ANCEY, C. et LOCAT, J. (2003). Flow susceptibility of heterogeneous marly formations. implications for torrent hazard control in the Barcelonnette basin (Alpes-de-Haute-Provence, France). In RICKENMANN, D., C.-C.-L. E., éditeur : *Third International Conference on Debris-Flow Hazard Mitigation : Mechanics, Prediction and Assessment*, pages 351–362, Davos, Switzerland. Millpress, Rotterdam.
- MANTIN, I. (1969). Mesure de la capacité d'échange des minéraux argileux par l'éthylène diamine et les ions complexes de l'éthylène diamine. Comptes Rendus des Séances de l'Académie des Sciences. *Sciences Naturelles*, 269:815–818.
- MANTIN, I. et GLAESER, R. (1960). Fixation des ions cobaltihexamines par les montmorillonites acides. *Bulletin du Groupe Francais des Argiles*, 12:188.
- MAQUAIRE, O. (2002). *Aléas géomorphologiques (mouvements de terrain) - Processus, fonctionnement, cartographie*. Thèse de doctorat, Université de Strasbourg.
- MAQUAIRE, O., FLAGEOLLET, J. C., MALET, J. P. Schmutz, M., WEBER, D., KLOTZ, S., ALBOUY, Y., DESCLOÎTRES, M., DIETRICH, M. et GUÉRIN, R. (2001). Une approche multidisciplinaire pour la connaissance d'un glissement-coulée dans les marnes noires du Callovo-Oxfordien. *Revue française de Géotechnique*, 95:15–31.
- MAQUAIRE, O., MALET, J.-P., REMAÎTRE, A., LOCAT, J., KLOTZ, S. et GUILLON, J. (2003). Instability conditions of marly hillslopes : towards landsliding or gullyng? the case of the Barcelonnette basin, South East France. *Engineering Geology*, 70(1–2):109–130.
- MAQUAIRE, O., RITZENTHALER, A., FABRE, D., AMBROISE, B., THIERY, Y., TRUCHET, E., MALET, J. et MONNET, J. (2002). Caractérisation des profils de formations superficielles par pénétrométrie dynamique à énergie variable : application aux marnes noires de Draix (Alpes-de-Haute-Provence, France). Characterisation of alteration profiles using dynamic penetrometry with variable energy. Application to

BIBLIOGRAPHIE

- weathered black marls, Draix (Alpes-de-Haute-Provence, France). *Comptes Rendus Géoscience*, 334:835–841.
- MARESCOT, L., RIGOBERT, S., LOPES, S. P., LAGABRIELLE, R. et CHAPPELLIER, D. (2006). A general approach for DC apparent resistivity evaluation on arbitrarily shaped 3D structures. *Journal of Applied Geophysics*, 60(1):55–67.
- MARSAN, D., WEISS, J., LAROSE, E. et MATAIXIAN, J.-P. (2012). Sea-ice thickness measurement based on the dispersion of ice swell. *The Journal of the Acoustical Society of America*, 131(1):80–91.
- MAXWELL, J. (1867). On the dynamical theory of gases. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, 157:49–88.
- MÉNARD, L. (1957). Mesure in situ des propriétés physiques des sols. *Annales des Ponts et Chaussées*, Mai-Juin:356–377.
- MÉRIC, O. (2006). *Étude de mouvements de terrain par méthodes géophysiques*. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, France.
- MÉRIC, O., GARAMBOIS, S., MALET, J.-P., CADET, H., GUÉGUEN, P. et JONGMANS, D. (2007). Seismic noise-based methods for soft-rock landslide characterization. *Bulletin de la Société Géologique de France*, 178(2):137–148.
- MERRIT, A., CHAMBERS, J., MURPHY, W., WILKINSON, P., WEST, L., GUNN, D., MELDRUM, P., KIRKHAM, M. et DIXON, N. (2014). 3D ground model development for an active landslide in Lias mudrocks using geophysical, remote sensing and geotechnical method. *Landslides*, 11:537–550.
- MERRITT, A., CHAMBERS, J., WILKINSON, P., WEST, L., MURPHY, W., GUNN, D. et UHLEMANN, S. (2016). Measurement and modelling of moisture-electrical resistivity relationship of fine-grained unsaturated soils and electrical anisotropy. *Journal of Applied Geophysics*, 124:155–165.
- M.E.T.L. et M.A.T.E. (1999). *Plans de prévention des risques naturels, PPR, risques de mouvements de terrain : Guide Méthodologique*. Documentation française. Ministère de l'Équipement des Transports et du Logement, Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement.
- MEWIS, J. (1979). Thixotropy-a general review. *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics*, 6(1):1–20.
- MICHEL, C. et GUÉGUEN, P. (2010). Time-frequency analysis of small frequency variations in civil engineering structures under weak and strong motions using a reassignment method. *Control Health Monitoring*, 9:159–171.
- MITCHELL, J. (1993). *Fundamentals of soil behavior, second edition*. John Wiley & Sons Inc.

- MOBUCHON, C., CARREAU, P. J., HEUZEY, M. C. et VERMANT, J. (2009). Anisotropy of nonaqueous layered silicate suspensions subjected to shear flow. *Journal of Rheology*, 53 (3):517–538.
- MONJUVENT (1973). La transfluence Durance-Isère. Essai de synthèse du Quaternaire du bassin du Drac (Alpes françaises). *Géologie Alpine*, 49:57–118.
- MOORE, D. M., REYNOLDS JR, R. C. *et al.* (1989). *X-ray diffraction and the identification and analysis of clay minerals*. Oxford University Press (OUP).
- MOORE, F. (1959). The rheology of ceramics slips and bodies. *Tr. Br. Ceramics Society*, 58:470–494.
- NOVERRAZ, F., BONNARD, C., DUPRAZ, H. et HUGUENIN, L. (1998). «Grands glissements de versants et climat», *Rapport final PNR 31*, volume 500. Ed.
- OSIPOV, V. I. (2014). The 2012 Hans Cloos lecture : physicochemical theory of effective stress in soils. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 73(4):903–915.
- OVARLEZ, G., COHEN-ADDAD, S., KRISHAN, K., GOYON, J. et COUSSOT, P. (2013). On the existence of a simple yield stress fluid behavior. *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics*, 193:68–79. *Viscoplastic Fluids : From Theory to Application*.
- OVARLEZ, G., MAHAUT, F., DEBOEUF, S., LENOIR, N., HORMOZI, S. et CHATEAU, X. (2015). Flows of suspensions of particles in yield stress fluids. *Journal of Rheology*, 59(6):1449–1486.
- PAINEAU, E., MICHOT, L. J., BIHANNIC, I. et BARAVIAN, C. (2011). Aqueous suspensions of natural swelling clay minerals. 2. rheological characterization. *Langmuir*, 27(12):7806–7819.
- PERRONE, A., LAPENNA, V. et PISCITELLI, S. (2014). Electrical resistivity tomography technique for landslide investigation : A review. *Earth-Science Reviews*, 135:65–82.
- PICARELLI, L., URCIUOLI, G., RAMONDINI, M. et COMEGNA, L. (2005). Main features of mudslides in tectonised highly fissured clay shales. *Landslides*, 2(1):15–30.
- PICARELLI, L., URCIUOLI, G. et RUSSO, C. (2004). Effect of groundwater regime on the behaviour of clayey slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(3):467–484.
- PIGNON, F., MAGNIN, A. et PIAU, J.-M. (1997). Butterfly light scattering pattern and rheology of a sheared thixotropic clay gel. *Physical Review Letters*, 79(23):4689–4692.
- PIGNON, F., MAGNIN, A. et PIAU, J.-M. (1998). Thixotropic behavior of clay dispersions : Combinations of scattering and rheometric techniques. *Journal of Rheology*, 42(6):1349–1373.

BIBLIOGRAPHIE

- POUPINET, G., ELLSWORTH, W. L. et FRECHET, J. (1984). Monitoring velocity variations in the crust using earthquake doublets : An application to the Calaveras fault, California. *Journal of Geophysical Research : Solid Earth*, 89(B7):5719–5731.
- PRIME, N., DUFOUR, F. et DARVE, F. (2014). Solid fluid transition modelling in geomaterials and application to a mudflow interacting with an obstacle. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 38(13):1341–1361.
- PROGRAM, E. C. F. F. (1996). *Identification and mitigation of large landslide risk in Europe*. A.A. Balkema Publishers.
- PUJARI, S., DOUGHERTY, L., MOBUCHON, C., CARREAU, P. J., HEUZÉY, M.-C. et BURGHARDT, W. R. (2011). X-ray scattering measurements of particle orientation in a sheared polymer/clay dispersion. *Rheologica Acta*, 50(1):3–16.
- RENALIER, F., BIÈVRE, G., JONGMANS, D., CAMPILLO, M. et BARD, P. (2010). *Clayey Landslide Investigations using Active and Passive Vs Measurements*, volume 15. Advances in Near-Surface Seismology and Ground-Penetrating Radar, Geophys. Dev. Series.
- REVL, A., CATHLES, L. M., LOSH, S. et NUNN, J. A. (1998). Electrical conductivity in shaly sands with geophysical applications. *Journal of Geophysical Research : Solid Earth*, 103(B10):23925–23936.
- REY, E. et JONGMANS, D. (2007). A 2D numerical study of the effect of particle shape and orientation on resistivity in shallow formations. *Geophysics*, 72(1):9–17.
- REYNOLDS, J. (1997). *An introduction to applied and environmental geophysics*. Wiley and Sons.
- RIVET, D., BRENGUIER, F. et CAPPÀ, F. (2015). Improved detection of preeruptive seismic velocity drops at the Piton de La Fournaise volcano. *Geophysical Research Letters*, 42(15):6332–6339.
- ROY, A. et APPARAO, A. (1971). Depth of investigation in direct current methods. *Geophysics*, 36 (5):943–959.
- RUSSELL, E. et BARKER, R. (2010). Electrical properties of clay in relation to moisture loss. *Near Surface Geophysics*, 8 (2):173–180.
- SAARENKETO, T. (1998). Electrical properties of water in clay and silty soils. *Journal of Applied Geophysics*, 40(1–3):73–88.
- SALLOUM, N., JONGMANS, D., CORNOU, C., YOUSSEF ABDEL MASSIH, D., HAGE CHEHADE, F., VOISIN, C. et MARISCAL, A. (2014). The shear wave velocity structure of the heterogeneous alluvial plain of Beirut (Lebanon) : combined analysis of geophysical and geotechnical data. *Geophysical Journal International*, 199(2):894–913.

- SANTAMARINA J.C, Klein K.A, W. Y. et E., P. (2002). Specific surface : determination and relevance. *Canadian Geotechnical Journal*, 39:233–241.
- SCHMITZ, R. M., SCHROEDER, C. et CHARLIER, R. (2004). Chemo-mechanical interactions in clay : a correlation between clay mineralogy and Atterberg limits. *Applied Clay Science*, 26(1–4):351–358. Clays in Natural and Engineered Barriers for Radioactive Waste Confinement.
- SCHOENEICH, P., TERCIER, J., HURNI, J., ORCEL, C. et ORCEL, A. (1996). Les crises catastrophiques du glissement des Parchets (Préalpes vaudoises, Suisse) : indices d’une augmentation des précipitations extrêmes entre 2000 et 1500 14C B [Catastrophic events on the Parchets landslide (Western Swiss Prealps) : indicators of an increase of extreme précipitations between 2000 and 1500 14C BP. P]. *Quaternaire*, 7(2):97–109.
- SEN, P. N., GOODE, P. A. et SIBBIT, A. (1988). Electrical conduction in clay bearing sandstones at low and high salinities. *Journal of Applied Physics*, 63(10):4832–4840.
- SENS-SCHÖNFELDER, C. et LAROSE, E. (2008). Temporal changes in the lunar soil from correlation of diffuse vibrations. *Physical Review E*, 78:045601.
- SENS-SCHÖNFELDER, C. et WEGLER, U. (2006). Passive image interferometry and seasonal variations of seismic velocities at Merapi volcano, Indonesia. *Geophysical Research Letters*, 33(21):n/a–n/a. L21302.
- SEVERI, P., CREMONINI, G. et FARABEGOLI, E. (2010). Note illustrative della carta geologica d’Italia alla scala 1 :50.000, foglio 255 Cesena. S.EL.CA. s.r.l, Roma.
- SHAH, P. et SINGH, D. (2005). Generalized Archie’s law for estimation of soil electrical conductivity. *Journal of ASTM International*, 2 (5):20p.
- SHEFFER, M. R., REPERT, P. M. et HOWIE, J. A. (2007). A laboratory apparatus for streaming potential and resistivity measurements on soil samples. *Review of Scientific Instruments*, 78(9):9.
- SKEMPTON, A. et HUTCHINSON, J. (1969). Stability of natural slopes and embankment foundations. *In Soil Mechanics & Foundations Engineering Conference Proc/Mexico/*.
- SOCCO, L. et STROBBIA, C. (2004). Surface-wave method for near-surface characterization : a tutorial. *Near Surface Geophysics*, 2:165–185.
- SOLBERG, I.-L., LONG, M., BARANWAL, V. C., GYLLAND, A. S. et RANNING, J. S. (2016). Geophysical and geotechnical studies of geology and sediment properties at a quick-clay landslide site at Esp, Trondheim, Norway. *Engineering Geology*, 208:214–230.
- SQUARZONI, C., DELACOURT, C. et ALLEMAND, P. (2003). Nine years of spatial and temporal evolution of the La Valette landslide observed by SAR interferometry. *Engineering Geology*, 68(1–2):53–66. Remote sensing and monitoring of landslides.

BIBLIOGRAPHIE

- SRIDHARAN, A. et PRAKASH, K. (2000). Percussion and cone methods of determining the liquid limit of soils : controlling mechanisms. *Geotechnical testing Journal*, 23:236–244.
- STROZZI, T., FARINA, P., CORSINI, A., AMBROSI, C., THÜRING, M., ZILGER, J., WIESMANN, A., WEGMÜLLER, U. et WERNER, C. (2005). Survey and monitoring of landslide displacements by means of l-band satellite SAR interferometry. *Landslides*, 2(3):193–201.
- STUMPF, A., MALET, J.-P., ALLEMAND, P. et ULRICH, P. (2014). Surface reconstruction and landslide displacement measurements with Pléiades satellite images. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 95:1–12.
- SUPPER, R., OTTOWITZ, D., JOCHUM, B., KIM, J., RÖMER, A., BARON, I., PFEILER, S., LOVISOLO, M., GRUBER, S. et VECCHIOTTI, F. (2014). Geoelectrical monitoring : an innovative method to supplement landslide surveillance and early warning. *Near Surface Geophysics*, 12:133–150.
- TABBAGH, A. et COSENZA, P. (2007). Effect of microstructure on the electrical conductivity of clay-rich systems. *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C*, 32(1–7):154–160.
- TANAKA, H., MEUNIER, J. et BONN, D. (2004). Nonergodic states of charged colloidal suspensions : Repulsive and attractive glasses and gels. *Physical Review E*, 69:031404.
- TELFORD, W. M., GELDART, L. et SHERIFF, R. (1990). *Applied Geophysics*. Cambridge University Press.
- TRAVELLETTI, J., DELACOURT, C., ALLEMAND, P., MALET, J., SCHMITTBUHL, J., TOUSSAINT, R. et BASTARD, M. (2012). Correlation of multi-temporal ground-based optical images for landslide monitoring : Application, potential and limitations. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 70:39–55.
- TRAVELLETTI, J., OPPIKOFER, T., DELACOURT, C., MALET, J. et JABOYEDOFF, M. (2008). Monitoring landslide displacements during a controlled rain experiment using a long-range terrestrial laser scanning (TLS). *The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*, Vol. XXXVII. Part B5.:485–490.
- UHLEMANN, S., SMITH, A., CHAMBERS, J., DIXON, N., DIJKSTRA, T., HASLAM, E., MELDRUM, P., MERRITT, A., GUNN, D. et MACKAY, J. (2016). Assessment of ground-based monitoring techniques applied to landslide investigations. *Geomorphology*, 253: 438–451.
- van ASCH, T. W. J. et MALET, J.-P. (2009). Flow-type failures in fine-grained soils : an important aspect in landslide hazard analysis. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 9(5):1703–1711.

- VARNES, D. (1954). Landslide types and processes. *Landslides and Engineering Land-slides , Special Report : Highway Research Board, National Academy of Sciences Washington*, 28:20–47.
- VARNES, D. (1978). Slope movement types and processes. *Transportation Research Board Special Report*, 176(176):11–33.
- VOISIN, C., GARAMBOIS, S., MASSEY, C. et BROSSIER, R. (2016). Seismic noise monitoring of the water table in a deep-seated, slow-moving landslide. *Interpretation*, 4(3):SJ67–SJ76.
- VUCETIC, M. (1992). Soil properties and seismic response. *Earthquake Engineering*, 90:1199–1204.
- WAXMAN, M. et SMITS, L. (1968). Electrical conductivities in oil-bearing shaley sands. *Society of Petrol Engineering Journal*, 8:107–122.
- WEAVER, R. L. et LOBKIS, O. I. (2001). Ultrasonics without a source : Thermal fluctuation correlations at MHz frequencies. *Physical Review Letters*, 87:134301.
- WELCH, P. (1967). The use of Fast Fourier Transform for the estimation of Power Spectra : A method based on time averaging over short modified periodograms. *IEEE Transactions on Audio and Electroacoustics*, 15:70–73.
- WILKINSON, P. B., CHAMBERS, J. E., MELDRUM, P. I., GUNN, D. A., OGILVY, R. D. et KURAS, O. (2010). Predicting the movements of permanently installed electrodes on an active landslide using time-lapse geoelectrical resistivity data only. *Geophysical Journal International*, 183(2):543–556.
- WILKINSON, P. B., UHLEMANN, S., CHAMBERS, J. E., MELDRUM, P. I. et LOKE, M. H. (2015a). Development and testing of displacement inversion to track electrode movements on 3-D electrical resistivity tomography monitoring grids. *Geophysical Journal International*, 200(3):1566–1581.
- WILKINSON, P. B., UHLEMANN, S., MELDRUM, P. I., CHAMBERS, J. E., CARRIÈRE, S., OXBY, L. S. et LOKE, M. (2015b). Adaptive time-lapse optimized survey design for electrical resistivity tomography monitoring. *Geophysical Journal International*, 203(1):755–766.
- WOOD, D. M. (1990). *Soil Behavior and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge University Press, Cambridge.
- YUKSELEN, Y. et KAYA, A. (2006). Prediction of cation exchange capacity from soil index properties. *Clay Minerals*, 41:827–837.
- ZHANG, F., ZHANG, Z. Z., LOW, P. F. et ROTH, C. B. (1993). The effect of temperature on the swelling of montmorillonite. *Clay Minerals*, 28(1):25–31.

Annexes

Annexe A

Glissement-coulée d'Harmalière

Le glissement-coulée d'Harmalière se situe dans la région du Trièves, environ 40 km au sud de Grenoble (figure 18). Cette zone de 300 km² est délimitée à l'Ouest et au Sud par les massifs calcaires du Vercors et du Dévoluy, et, au Nord, par le massif cristallin de Belledonne. Lors de la période glaciaire du Würm, le glacier provenant de l'actuelle vallée du Grésivaudan s'est étendu jusqu'à la limite Nord du Trièves. Il a bloqué l'écoulement des eaux de plusieurs rivières venant du Sud (figure 18a). Ce barrage naturel a provoqué l'apparition d'un lac dans lequel des matériaux fins provenant de l'érosion des massifs environnants se sont déposés pendant plusieurs milliers d'années (Monjuvent, 1973), recouvrant le substratum calcaire (figure 18b) et les dépôts alluviaux déjà apportés par les rivières de la région. Ces dépôts laminés sont constitués de lits clairs et sombres de quelques mm à quelques cm d'épaisseur, de nature silteuse et argileuse respectivement. Cette anisotropie de texture induit une forte anisotropie de perméabilité suivant la direction du litage. On trouve ainsi une perméabilité de l'ordre de 10⁻¹⁰ m.s⁻¹ perpendiculairement au litage, et de l'ordre de 10⁻⁸ m.s⁻¹ parallèlement à celui-ci. Les dépôts lacustres argileux dans la région du Trièves ont une épaisseur qui varie entre 0 et 250 m et sont localement recouverts d'une couche morainique d'une dizaine de mètres d'épaisseur (figure 18c).

Depuis la fonte des glaciers à la fin de la période du Würm (4000 ans environ d'après Brocard *et al.* (2003)), les rivières ont creusé profondément dans la couche d'argile, créant des instabilités gravitaires responsables de nombreux glissements dans la région (Giraud *et al.*, 1991). Aujourd'hui, près de 15% de la surface du Trièves est considérée comme étant instable et sujette aux glissements de terrain. Ces glissements sont pour la plupart caractérisés par des vitesses relativement faibles, de l'ordre du cm.an⁻¹ mais peuvent parfois atteindre plusieurs m.an⁻¹ (Monjuvent, 1973). On peut donc les classer d'après Hungr *et al.* (2014) comme des glissements lents à modérés. Durant les périodes de forte pluviométrie, ces instabilités peuvent évoluer en coulées et accélérer subitement jusqu'à des vitesses de l'ordre du m.h⁻¹.

C'est le cas de la coulée d'Harmalière qui s'est déclenchée le 7 mars 1981 entre 750 et 500 m d'altitude près de la localité de Sinard (figure 18a et b). Après de fortes précipitations qui ont provoqué une fonte rapide de la neige, une coulée argileuse d'un volume

estimé à 250 000 m³ s'est déversée dans le lac du Monteynard situé en contrebas. L'escarpement principal d'une trentaine de mètres de hauteur connaît depuis lors un mouvement de régression et le glissement de terrain couvre aujourd'hui une zone d'environ 800 m de long, et 750 m de large. Les surfaces de rupture qui délimitent la zone en mouvement sont estimées s'enfoncer jusqu'à une cinquantaine de mètres de profondeur. Le matériau en mouvement se déplace à une vitesse allant de 0,1 à 7 m.an⁻¹.

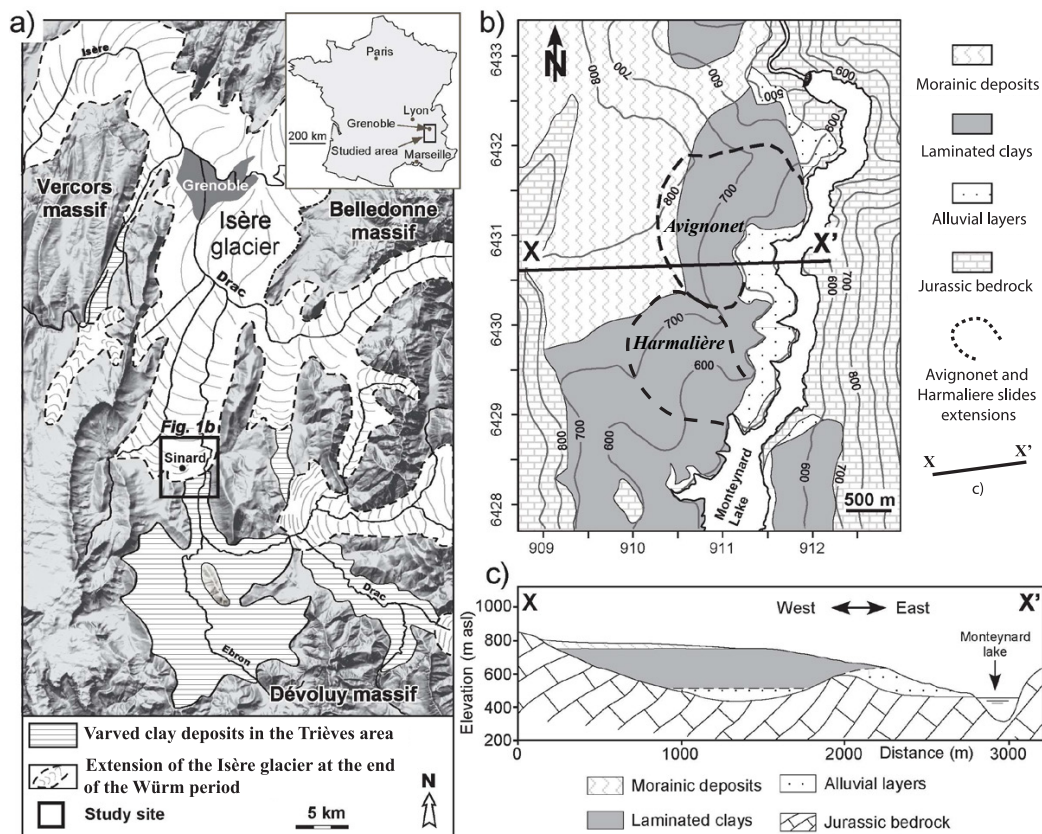


FIGURE 18: a) et b) Localisation du glissement d'Harmalière en France et dans la région du Trièves. Influence de l'extension des glaciers à la fin de la période du Würm sur le dépôt des argiles litées du Trièves. c) Coupe géologique du profil XX' indiqué en b). (modifié d'après Renalier *et al.* (2010)).

Annexe B

Glissement-coulée de Super-Sauze

Le glissement-coulée de Super-Sauze est situé dans la vallée de l'Ubaye (Alpes de Haute Provence), sur la partie nord du bassin versant du torrent de Sauze (figure 19a). Bien que les mouvements se soient amorcés relativement récemment, dans les années 1960, aucune information fiable et précise n'est cependant « disponible sur les conditions et sur la date du déclenchement des glissements à l'amont, ni sur la propagation de la coulée à l'aval » (Maquaire *et al.*, 2001).

Le glissement de Super-Sauze est compris entre 2100 et 1740 m d'altitude. Il s'est développé dans les marnes noires du Callovo Oxfordien (ou « Terres-noires »), réputées pour favoriser de nombreuses instabilités gravitaires dans la région. Il s'étend aujourd'hui sur une surface de 70 hectares, pour une longueur avoisinant 800 m et une largeur d'environ 200 m. L'épaisseur de la masse en mouvement varie entre 8 et 20 m, depuis la zone d'ablation jusqu'au front du glissement (Malet, 2003). Dans sa partie supérieure, le glissement est délimité par une niche d'arrachement qui atteint 80 à 100 m de hauteur. De nombreuses fissures ouvertes attestent de la régression périodique du glissement, avec par exemple un recul de 2 m en 2000 (Malet, 2003). Au pied de la niche principale, la zone d'ablation se caractérise par un replat supérieur très chaotique sur lequel sont présents des blocs marneux plurimétriques peu érodés, noyés dans une matrice plus fine. Le replat se termine par une seconde niche d'arrachement, dont la pente moyenne de 30° peut atteindre localement 40 à 50°, et d'où les blocs marneux basculent progressivement. La partie inférieure de la coulée constitue ensuite la zone d'accumulation du glissement, où la présence de blocs et leur taille diminuent en fonction de leur éloignement avec la zone d'ablation (Maquaire *et al.*, 2003), pour créer une matrice plus fine argileuse.

La plupart des écoulements dans le glissement se concentrent à la base de l'escarpement secondaire (Maquaire *et al.*, 2001), d'où plusieurs coulées de volumes divers ont pu partir par le passé. C'est le cas de deux coulées de 2500 et 7700 m³ en mai 1999 qui, après une période de fortes précipitations, se sont déversées respectivement dans le torrent délimitant le glissement sur sa partie Est, et dans la combe centrale du glissement (voir 19b), parcourant une longueur de près de 550 m. Le coefficient de mobilité H/L correspondant à ces deux événements est de 0,3, ce qui illustre la forte propagation de ces coulées. Les vitesses maximales estimées à partir de l'équation de vortex (Malet *et al.*,

2005) sont de 5 m.s^{-1} environ. Ces deux coulées se classent par conséquent selon [Hungre et al. \(2014\)](#) dans la rubrique des « mud flows », ou coulées de boue. Dans son état « endormi », le glissement-coulée de Super-Sauze est caractérisé par des vitesses allant de $0,01$ à $0,4 \text{ m.jour}^{-1}$.

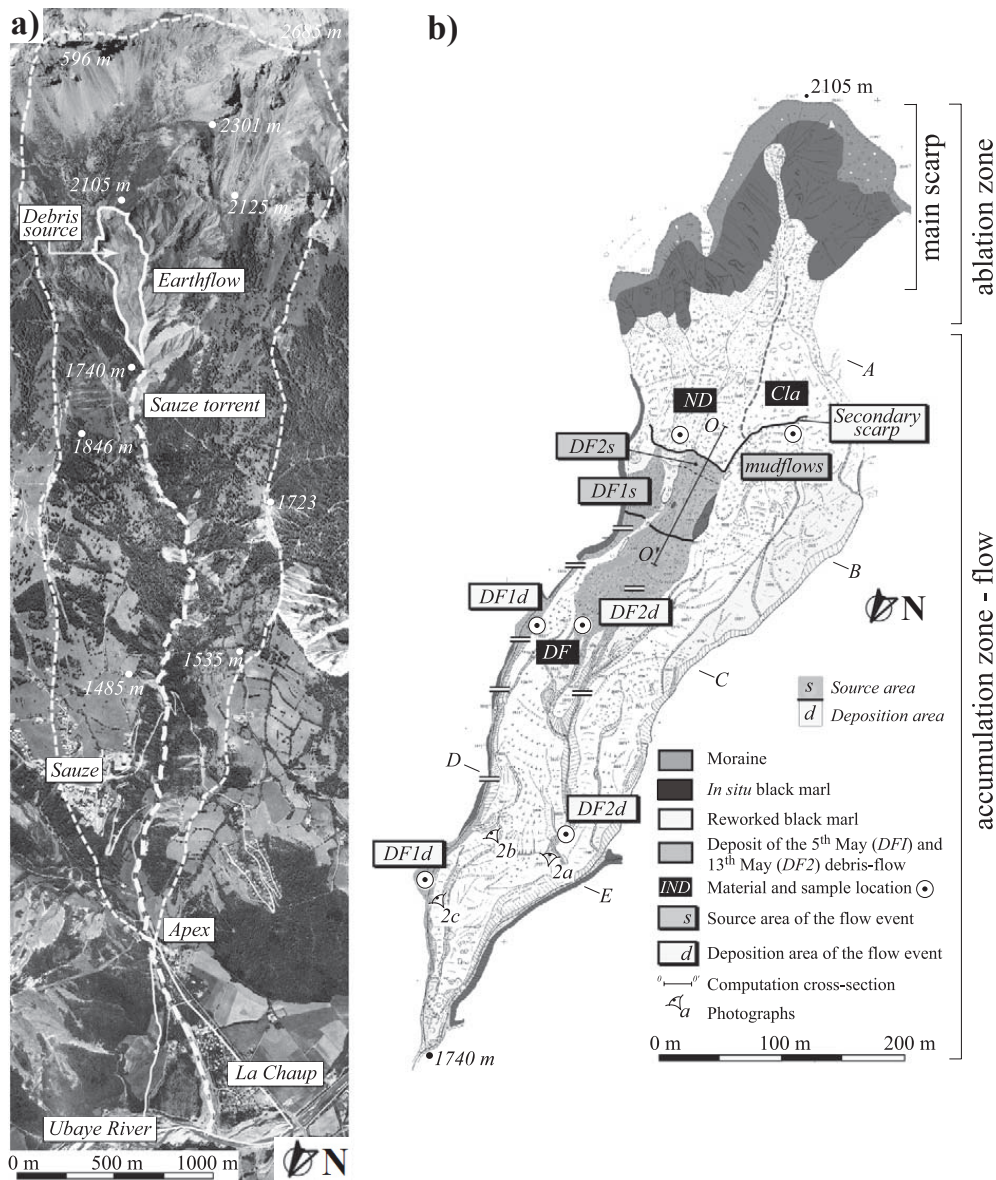


FIGURE 19: a) Localisation du glissement de Super-Sauze dans le bassin versant de Barcelonnette (Alpes de Haute Provence). b) Carte morphologique du glissement-coulée avec l'extension des coulées observées en 1999 (modifié d'après [Malet et al. \(2005\)](#))

Annexe C

Glissement-coulée du Char d'Osset

Le glissement-coulée du Char d'Osset est situé dans la vallée alpine de la Maurienne, environ 40 km à l'Est de Grenoble. Compris entre 1100 et 700 m d'altitude, le site domine la route départementale RD79, seule voie d'accès au hameau de Mont-Denis (figure 20). L'aléa créé par cette instabilité est surveillé depuis plusieurs années par les services techniques du département de Savoie et le laboratoire ISTerre afin de préserver les infrastructures que le site menace.

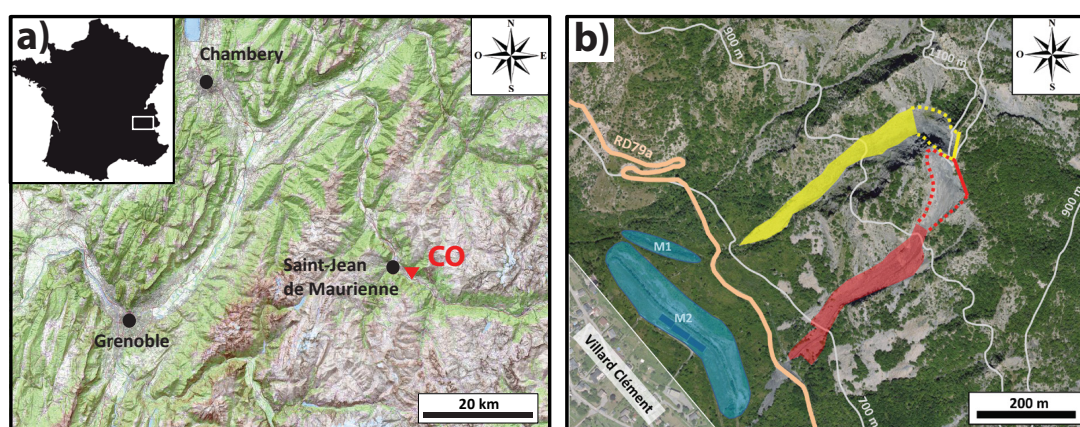


FIGURE 20: a) Carte de localisation du Char d'Osset (CO). b) Photographie aérienne du versant. Le bord de la falaise (ligne continue), la partie falaise (zone pointillée) et la partie coulée (zone colorée) sont représentés en jaune pour le couloir Ouest et en rouge pour le couloir Est. Le versant est situé en amont de la RD79a, de deux merlons (M1 et M2) et du hameau de Villard Clément.

La géologie dans la zone du Char d'Osset est définie par des flyschs schisteux très fracturés datant de l'Eocène (Barféty *et al.*, 1997). Le glissement se découpe en deux zones distinctes, constituées respectivement de falaises et de deux coulées. Dans la partie supérieure du glissement, la falaise est constituée de deux parois sub-verticales orientées

respectivement N10° et N150°, de longueurs comprises entre 60 et 160 m, et d'une hauteur de 100 m environ. Les éboulements fréquents facilités par la grande fracturation du versant remplissent les deux ravines Est et Ouest au pied des falaises. De tels événements se sont par exemple produits en 2003 et 2011 pour un volume totalisant 100 000 m³, et ont favorisé un apport conséquent de matériaux dans la partie supérieure de la coulée. Du fait de leur faible résistance mécanique, les blocs de flyschs schisteux se désagrègent rapidement pour former une matrice fine argileuse. Le nombre et la taille des blocs visibles en surface diminuent ainsi rapidement en descendant la coulée. Le matériau accumulé dans les deux ravines forme occasionnellement des coulées de boue comme celle du 5 janvier 2011 qui a affecté la ravine Est du site. Après de fortes précipitations ayant entraîné une fonte rapide de la neige, une coulée d'un volume avoisinant 1000 m³ s'est propagée sur plus de 700 m, bloquant la RD79 pendant plusieurs jours. Le coefficient de mobilité calculé à partir de cet événement est d'environ 0,45. Des mesures photogrammétriques du terrain de Char d'Osset réalisées depuis 2013 ont cependant montré qu'en dehors des coulées occasionnelles, le glissement ne présente pas de déplacements notables.

Annexe D

Glissement-coulée du Pont-Bourquin

Le glissement-coulée du Pont-Bourquin est localisé dans les Préalpes suisses du canton de Vaud, à quelques centaines de mètres à l'est du village des Diablerets. Compris entre 1460 et 1340 m d'altitude, le site domine la route très fréquentée du Pillon qui relie l'Ormont à la ville de Gstaad. Ce glissement est par conséquent surveillé par les services du canton afin de pouvoir prévenir toute accélération qui pourrait menacer les populations empruntant la route en contrebas.

Le glissement se situe dans une zone sujette aux instabilités gravitaires, comme le montre la figure 21a. On retrouve ainsi au Nord du Pont-Bourquin les glissements toujours actifs de Parchet et de Belveder (Schoeneich *et al.*, 1996), et au Sud d'anciennes zones de glissements aujourd'hui inactives. Ce contexte régional de glissements de terrain a été interprété par Noverraz *et al.* (1998) comme étant lié au dernier retrait glaciaire datant d'environ 15 000 ans et à la présence de gypses dont la dissolution aurait pu fragiliser des butées de pieds de versants jusqu'alors stables (Jaboyedoff *et al.*, 2009b).

Plus localement dans la zone du glissement du Pont-Bourquin, les premières traces d'érosion apparaissent dès 1995. Les orthophotographies prises en 1998, 2004 et 2008 (figure 21c) montrent ainsi une dégradation progressive du versant, avec la disparition de la végétation. Quatre unités géologiques sont rencontrées (Badoux *et al.*, 1990), délimitées par trois failles de chevauchement qui illustrent la tectonique complexe du site (figure 21b). Une épaisse couche de cargneule et de gypse se retrouve à la base du glissement. En remontant le versant, on retrouve alors une couche de flyschs turbiditiques composés de conglomérats et de grès, puis une couche de schistes noirs d'âge alénien qui constituent la principale source du matériau en glissement. Enfin, au sommet du glissement, une couche de cargneules recouvertes de dépôts morainiques peut être observée. Aujourd'hui, le glissement recouvre une surface de 8200 m² environ. Il est long de 250 m, large de 30 à 60 mètres, et présente un dénivelé d'une centaine de mètres. Plusieurs prospections géophysiques et géotechniques réalisées sur le site ont permis d'évaluer l'épaisseur du glissement à une dizaine de m environ (Jaboyedoff *et al.*, 2009b; Mainsant, 2013). La morphologie du glissement est typique de celle des glissements-coulées (Hungre *et al.*, 2014), avec la présence au sommet d'une zone d'ablation (la couche de schistes noirs) délimitée dans sa partie supérieure par un escarpement principal, et dans sa partie inférieure par un

escarpement secondaire (figure 21b). Le matériau déstabilisé glisse alors le long d'une zone de transport, jusqu'à une zone d'accumulation. Les vitesses de glissement relevées dans la zone de transport atteignent 6 m.an^{-1} .

Le glissement-coulée du Pont-Bourquin a connu deux périodes de crise en 2007 et en 2010 avec le départ d'importantes coulées dont la zone de départ a été localisée au niveau de la zone d'accumulation. Le 5 juillet 2007, une coulée de $11\,000 \text{ m}^3$ a recouvert la route sur près de 2 m d'épaisseur. En août 2010, une coulée d'un volume estimé entre 3000 et 6000 m^3 a été responsable de l'élargissement du pied du glissement.

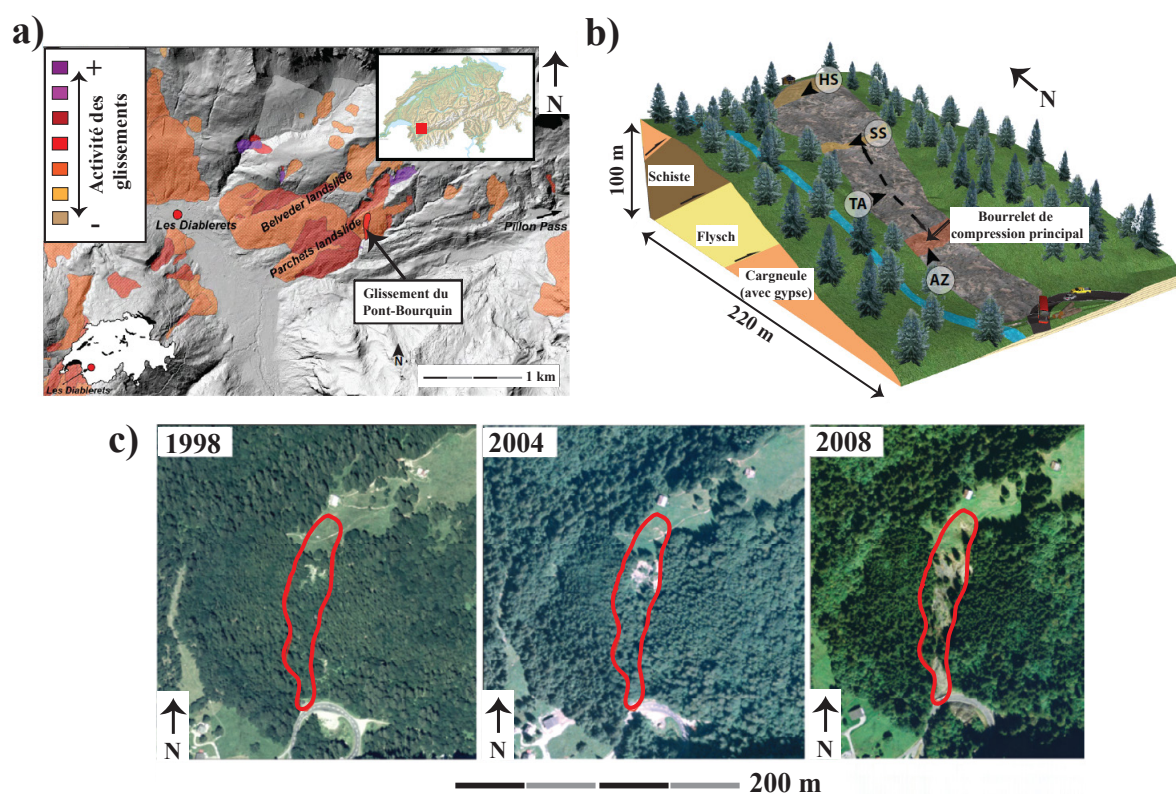


FIGURE 21: a) Localisation du glissement du Pont-Bourquin dans le contexte régional de glissements de terrain (d'après Brönnimann (2011)). b) Schéma géomorphologique du glissement. HS : niche d'arrachement (Head Scarp). SS : escarpement secondaire (Secondary Scarp). TA : aire de transport (Transport Area). AZ : zone d'accumulation (Accumulation Zone). c) Photos aériennes orthoréférencées marquant l'érosion progressive du versant et l'initiation des déplacements sur le glissement.

Annexe E

Glissement-coulée d'Hollin-Hill

Compris entre 110 m et 60 m d'altitude, le glissement-coulée d'Hollin-Hill est situé dans le comté de York en Angleterre, au Nord-Ouest du village de Sheriff Hutton.

D'un point de vue historique, la déstabilisation du versant a été initiée lors de la dernière période glaciaire du Würm où un lac glaciaire se serait formé dans la cuvette que forme la base de la colline d'Hollin-Hill. Une fois le lac rempli d'alluvions, l'incision du terrain par les divers cours d'eau de la zone aurait déstabilisé les matériaux présents (Ford, 2013). Le glissement présente une pente d'environ 12° et recoupe plusieurs formations géologiques d'âges Jurassiques inférieur et moyen. Le sommet de la colline est constitué de la « Dogger Formation » (DF, figure 22), caractérisée par des grès calcaires et ferrugineux, et qui atteint une épaisseur maximale de 8 m dans la partie Nord du site. Cette formation géologique, qui s'altère en sols sableux très perméables, surmonte la « Whitby Mudstone Formation » (WMF) qui constitue la source de matériaux déstabilisés sur le glissement. Cette formation de 25 m d'épaisseur est caractérisée par des marnes argileuses généralement très altérées et peu consolidées à la surface, entraînant une très faible perméabilité du matériau. En glissant le long de la pente, la WMF recouvre une formation géologique supplémentaire, la « Staithes Sandstone Formation » (SSF), d'une vingtaine de mètres d'épaisseur. Cette formation est caractérisée par des grès calcaires et des conglomérats dont l'altération fournit un matériau relativement perméable. Enfin, à la base de la colline se trouve la « Redscar Mudstone Formation » (RMF) caractérisée par des conglomérats calcaires d'une épaisseur d'environ 175 m, bien que seuls les 25 premiers mètres soient découverts sur le site. Le glissement de Hollin-Hill couvre une surface de 40 000 m² environ, et s'étend sur une longueur de 150 m et une largeur de 250 m dans sa partie déboisée (figure 22). Cependant, de récentes prospections LiDAR montrent que l'extension du glissement s'élargit de 300 m dans la partie boisée, à l'Ouest (non visible sur la figure 22).

En termes de cinématique, le glissement d'Hollin-Hill présente des vitesses modérées de quelques cm.an⁻¹, mais peut parfois connaître des périodes d'accélération avec des vitesses comprises entre 1 et 2 m.an⁻¹. Dans la zone frontale, la plus active, le glissement se caractérise par la présence de lobes de matériaux dégradés provenant de la WMF. Ces matériaux glissent sur la SSF sous-jacente (exemples des lobes « Eastern » et «

Western » indiqués en figure 22). Plusieurs anciennes coulées peuvent également être observées à la base du glissement, ce qui suggère que la déstabilisation du versant est ancienne (Chambers *et al.*, 2011). Les coefficients H/L calculés à partir de ces anciens lobes atteignent 0,16 et montrent la relative mobilité du matériau déstabilisé.

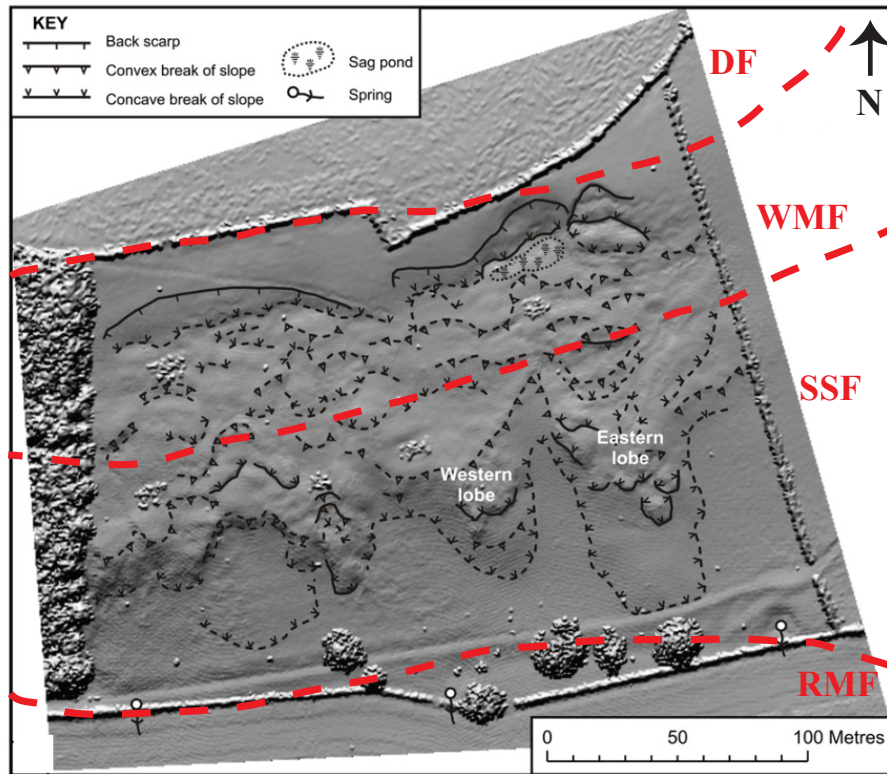


FIGURE 22: Carte géomorphologique du glissement d'Hollin-Hill. Description de la géologie : DF, Dogger Formation ; WMF, Whitby Mudstone Formation ; SSF, Staithe Sandstone Formation ; RMF, Redcar Mudstone Formation (modifié d'après Chambers *et al.* (2011)).

Annexe F

Glissement-coulée de Montevecchio

Le glissement-coulée de Montevecchio est situé en Italie, environ 20 km au Sud-Ouest de la ville de Cesena (figure 23). Compris entre 220 m et 70 m d'altitude, le site surplombe des habitations et une route permettant la circulation entre différents villages de la région. Du fait de l'aléa créé par cette instabilité, les habitations menacées par le glissement ont récemment été évacuées et des travaux de stabilisation ont été effectués dans le corps du glissement.

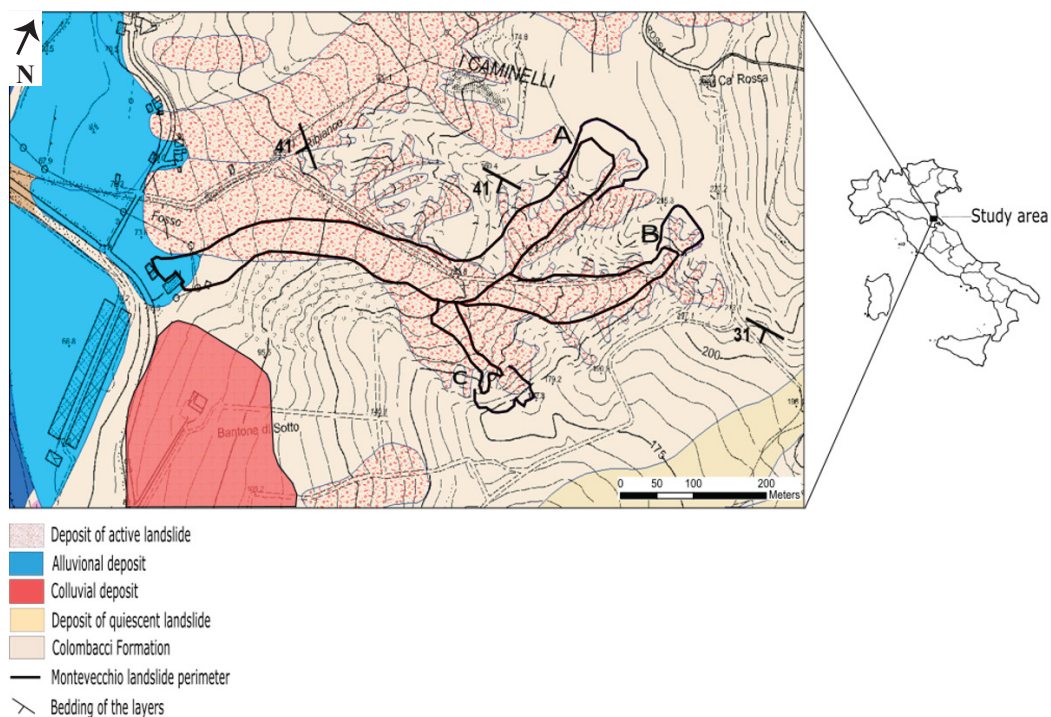


FIGURE 23: Carte géomorphologique du glissement de Montevecchio (d'après les travaux de Lara Bertello, Université de Bologne, Italie).

La géologie dans la zone du glissement de Montevecchio est caractérisée par la présence de marnes silteuses et argileuses d'âge Miocène à Holocène, dont l'altération rapide est à l'origine de nombreux glissements dans la région (Severi *et al.*, 2010). On retrouve ainsi autour du glissement de Montevecchio d'autres glissements actifs et des dépôts d'anciennes coulées, comme le montre la figure 23. A la base du versant (Ouest de la carte), les sols de surface sont constitués de dépôts alluviaux apportés par la rivière Savio, non visible sur la carte. Le glissement de Montevecchio s'étend sur une surface de 28 000 m² environ, pour une longueur de 700 m et une largeur de 30 à 50 m. Les prospections de sismique réflexion et les tranchées effectuées sur le site ont montré que la couche en glissement s'enfonçait jusqu'à une dizaine de mètres de profondeur, avec une surface de rupture bien délimitée par le substratum rocheux sous-jacent.

En termes d'activité, le glissement est caractérisé pendant les périodes « endormies » par des vitesses faibles de l'ordre de 0,1 m.an⁻¹. Ce glissement lent peut cependant évoluer en coulée très rapide lors d'épisodes pluvieux intenses, avec des vitesses pouvant localement atteindre 5 m.jour⁻¹. Un tel événement s'est produit autour du 25 mai 2015 suite à de fortes précipitations qui ont provoqué une coulée de 90 000 m³ atteignant les habitations en contrebas. Le coefficient H/L de 0,16 calculé à partir de cet événement montre la forte mobilité du matériau argileux du glissement de Montevecchio.

Appendix G

X-Ray Diffraction results

<i>XRD</i> (quoted as %)	Hollin-Hill	Pont-Bourquin	Harmalière	Super-Sauze	Char d'Osset	Montevecchio
Chlorite		7.4	6.9	4.3	15.2	
Kaolinite	11.8	2.5				25.7
Smectite	33.8		9.4			15.3
Di-octahedral Micas	20.1	54.8	28.9	37.3	33.4	19.6
Pyro-phyllite		5.3				
Quartz	21.8	16.5	18.9	23.9	20.9	15.5
Albite	3.1		4.8	7.3	12.5	4.5
K-spars	2.4		3.3			
Calcite		5.0	22.5	20.8	15.1	16.0
Aragonite					1.2	
Ankérite		6.5	1.8	5.6	0.8	3.4
Pyrite			0.2			
Magnétite						0.2
Goethite	4.8					
Lepido-crocite	0.8					
Anatase	0.7		2.0			
Rutile		2.2		0.7	1.0	
Jarosite	0.7					
Hornblende			1.3			
Total	100	100	100	100	100	100.2

TABLE 1: Complete *XRD* results.

