Caractérisation des phénomènes d'érosion et de dispersion : développement d'essais et applications pratiques

Iman Haghighi

▶ **To cite this version:**

Iman Haghighi. Caractérisation des phénomènes d'érosion et de dispersion : développement d'essais et applications pratiques. Autre. Université Paris-Est, 2012. Français. NNT : 2012PEST1133 . tel-00778066

HAL Id: tel-00778066

https://theses.hal.science/tel-00778066

Submitted on 18 Jan 2013

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

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

UNIVERSITÉ PARIS-EST

THÈSE DE DOCTORAT

En vue de l'obtention du titre de

DOCTEUR

DE

L'UNIVERSITÉ PARIS-EST

Spécialité: **Géotechnique**

Présentée et soutenue publiquement par

Iman HAGHIGHI

Sujet de la thèse

Caractérisation des phénomènes d'érosion et de dispersion des sols : développement d'essais et applications pratiques

Le 24 septembre 2012 devant le jury composé de :

Yves-Henri FAURE	Université de Grenoble	Rapporteur
Didier MAROT	Université de Nantes	Rapporteur
Daniel LEVACHER	Université de Caen	Examinateur
Anne PANTET	Université du Havre	Examinatrice
Christophe CHEVALIER	Ifsttar	Conseiller d'études
Philippe REIFFSTECK	Ifsttar	Directeur de thèse

Laboratoire d'accueil : **Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux**, 58 Boulevard Lefebvre, 75015 Paris

به کهنه سرباز، پدرم، محمود حقیقی

To my father Col. Mahmoud Haghighi

Remerciements

Je tiens à adresser mes plus vifs et sincères remerciements à toutes les personnes qui de près ou de loin ont par leur présence, leurs compétences et leur commentaires, contribué à l'élaboration et à la bonne conduite de cette thèse. Les remerciements contiennent beaucoup de choses qui ne sont dites dans le manuscrit mais qui, pourtant, contribuent énormément au travail mené. J'espère donc n'avoir oublié personne tant du point de vue professionnel que personnel. Que ceux qui ne sont pas cités ne m'en veuillent pas.

Je tiens d'abord à remercier M. Philippe Reiffsteck, mon directeur de thèse, pour ses précieux conseils et le suivi de ce travail. Je remercie Mlle Myriam Duc et Mme Sylvine Guédon, mes conseillères scientifiques d'avoir apporter leurs compétences à ma disposition.

Je voudrais remercier les membres du jury qui ont accepté d'examiner ce travail avec ce format atypique : Mme Pantet, M. Levacher et plus particulièrement les rapporteurs M. Faure et M. Marot.

Au niveau du laboratoire, je tiens à remercier M. Jean-Louis Tacita, Mlle Sonia Fanelli et M. José de Oliveira Pinheiro de m'avoir précieusement aidé pour la réalisation des essais en laboratoire et sur le terrain, d'avoir été à mon écoute et mis leur technicité et leur expérience au profit de mon travail. Je remercie également Mme Françoise Dudouyt de m'avoir considérablement aidé pour le développement des dispositifs, pour sa patience et sa pédagogie. Mes remerciements s'adressent de même à Mlle Aurélie Maloula avec qui j'ai partagé la salle d'essais et à qui j'ai souvent demandé de l'aide. Je souhaite remercier les responsables administratifs Mme Mathilde Agboton et Mlle Élodie Guyot, Mme Agnès Vailhé et Mme Aurélie Noslier. Enfin, je suis ravi d'avoir côtoyé M. Franck Guirado et M. François Martineau même si nous n'avons pas eu l'occasion de travailler ensemble, leur amitié reste un grand plaisir pour moi. De même, je suis heureux d'avoir souvent eu l'occasion de discuter de sujets techniques ou moins techniques avec M. Emanuel Bourgeois et M. Sébastien Burlon.

Mes remerciements vont également à tous les membres du groupe Lhoist pour les échanges et les discussions fructueuses que nous avons pu avoir tout particulièrement M. Daniel Puiatti, M. Gontran Herrier et M. Didier Lesueur.

Je remercie les collègues du Centre d'Expérimentation et de Recherche de Rouen et du Laboratoire Régional de Blois avec qui j'ai eu le plaisir de collaborer spécialement M. Édouard Durand, M. Michel Froumentin et Mme Isabelle Charles.

Je profite de l'occasion pour saluer mes compagnons d'armes : Omar Benzaria, Jérôme Christin, Antoine Guimond-Barrett et Élodie Nauleau ainsi que mes prédécesseurs : Hassan Ali, Laurent Soyez, Fabien Szymkiewicz et Cristina Vulpe.

Je tiens à remercier M. Tristan Albenque et M. Abdelkader Belarbi que j'ai eu l'occasion d'encadrer en stage. Je leur souhaite beaucoup de succès et de réussite.

Le plus grand plaisir de cette expérience fût pour moi assurément les enseignements de Christophe Chevalier mon conseiller d'études et mon responsable hiérarchique. Je lui adresse mes plus sincères gratitudes pour son entrain permanent et son appui constant. Être son élève fût un honneur. Ses qualités techniques et humaines constituent les éléments les plus précieux que je retiendrai de cette expérience.

En conclusion, je remercie tous ceux qui, dans le cadre de mon travail, ont fait de ces trois années de thèse une période particulièrement épanouissante et enrichissante.

Merci à tous ceux qui, extérieurs à ce travail, m'ont soutenu pendant ces années notamment mes parents qui ont fait beaucoup de sacrifices pour surmonter les infranchissables barrières administratives et ma chère épouse Sima avec qui j'ai débuté ma vie conjugale en même temps que ce travail et qui m'a accompagné jusque dans sa chair tout au long de ces années.

Résumé

Les processus érosifs constituent la cause majeure des ruptures des ouvrages hydrauliques comme les digues ou les barrages en terre. Ils touchent également de nombreux ouvrages comme les remblais d'infrastructure de transport ou les fondations de piles de ponts. Les phénomènes d'érosion sont des processus complexes qui dépendent de multiples paramètres. Il est donc indispensable de les caractériser au travers d'essais dédiés. Deux mécanismes principaux d'érosion sont généralement distingués sur les ouvrages en terre : l'érosion interne et la surverse. La dispersivité du sol est également un facteur important dans ces processus. Le présent travail étudie ces phénomènes à l'aide de trois dispositifs expérimentaux : l'essai d'érosion de trou (HET « Hole Erosion Test ») qui étudie l'agrandissement d'un canal circulaire par analogie à l'érosion interne (érosion de conduit), l'érodimètre à jets mobiles (MoJET « Mobile Jets Erosion Test ») qui érode la surface du sol par des jets perpendiculaires avec des analogies à l'érosion de surface et l'essai d'émiettage amélioré (ECT « Enhanced Crumb Test ») qui évalue le potentiel de désagrégation d'une texture de sol en absence de sollicitation mécanique.

Dans une première partie, nous nous sommes intéressés à développer et améliorer ces trois dispositifs expérimentaux, leur protocole d'essai ainsi que leur interprétation pour une application plus pertinente sur les ouvrages. Ainsi, pour l'essai HET, une nouvelle méthode d'interprétation indépendante de l'hydraulique de l'écoulement est proposée. Le dispositif a également été adapté pour réaliser des essais sur des éprouvettes peu perturbées et les plages de sollicitations ont été étendues pour rendre l'essai à la fois applicable sur des sols très résistants et sur des sédiments très sensibles à l'érosion. Le dispositif de MoJET a été utilisé pour effectuer des campagnes d'essais sur ouvrages pilotes avec un mode opératoire révisé. Enfin, le dispositif d'essai d'émiettage a été amélioré pour effectuer un suivi temporel quantitatif de la désagrégation du sol dans l'eau et un protocole a été défini pour la réalisation d'essais sur les sols reconstitués ou prélevés.

Dans une seconde partie, les différentes méthodes d'expérimentation ont été appliquées sur deux études pratiques. La première étude porte sur l'utilisation de chaux pour traiter les sols utilisés dans les ouvrages hydrauliques. Nous montrons au travers de campagnes d'essais en laboratoire et sur ouvrages pilotes que l'utilisation d'un tel traitement diminue considérablement la sensibilité à l'érosion des sols traités. La seconde étude porte sur l'influence de la salinité de l'eau (environnante ou interstitielle) sur les phénomènes d'érosion et de dispersion. L'utilisation des différents essais a permis de discuter l'influence de plusieurs paramètres et de caractériser le comportement des sols face aux différents aspects des processus érosifs.

Mots clés : Érosion, dispersion du sol, érodimètre à jet, essai d'érosion de trou, essai d'émiettage, ouvrages hydrauliques en terre.

Abstract

Erosion processes are the major cause of failures in hydraulic earthworks such as levees and earth dams. They affect as well many structures including transport infrastructure embankments or foundations of bridge piers. Erosion phenomena are complex processes depending on multiple parameters. It is therefore essential to characterize them through direct measurements. Two principal mechanisms of erosion are generally distinguished on earthworks: internal erosion and overtopping. Dispersivity of the soil is also an important factor in these processes. The present work studies these phenomena using three experimental devices: the Hole Erosion Test (HET), which examines the enlargement of a circular channel simulating internal erosion (piping), the Mobile Jets Erosion Test (MoJET) that erodes the by jets perpendicularly to soil surface by analogy to surface erosion and the Enhanced Crumb Test (ECT) which quantifies the disintegration potential of a soil texture in the absence of mechanical loads.

In the first part, we were interested in developing and improving these three experimental devices, their testing protocol and interpretation methods for a more relevant application on earthworks. Thus, for the HET, a new interpretation method independent of the hydraulic flow is proposed. The device has also been adapted to perform tests on undisturbed soil samples and the ranges of stresses have been extended to make the test applicable from highly sensitive sediments to highly resistant soils. The MoJET device was used to perform series of tests on problematic earthworks with a revised procedure. At last, the Crumb Test has been enhanced to perform quantitative monitoring of disaggregation of soil specimens in water and a protocol has been defined for conducting tests on reconstituted or undisturbed soil specimens.

In the second part, the different test methods were applied to two practical studies. The first study focuses on the application of lime treatment to hydraulic earthworks. It has been found through series of tests in the laboratory and on experimental earthworks that the application of such treatment technique reduces significantly the sensitivity to erosion of soils. The second study examined the influence of water salinity (pore water or eroding/permeant water) on erosion and dispersion. The use of different tests led to discuss the influence of several parameters and characterize the behavior of soils in various aspects of erosion processes.

Keywords: Erosion, Soil dispersion, Jet Erodometer, Hole Erosion Test, Crumb Test, Hydraulic earthworks.

Sommaire

Introduction 1

Enjeu et problématique 1

Démarche scientifique 4

Plan du mémoire 4

I. Chapitre 1. Érosion et dispersion du sol : état de l'art 6

1 Ouvrages en terre : caractéristiques du milieu 6

1.1 Le sol dans les ouvrages en terre 7
1.1.1 Structure des argiles 10

1.2 Eau environnante 13
1.2.1 Écoulement externe 13
1.2.2 Écoulement interne 15

2 Typologie de l'érosion dans les ouvrages en terre 18

2.1 Érosion interne 20
2.1.1 Érosion de conduit 20
2.1.2 Érosion de contact 21
2.1.3 Suffusion 21
2.1.4 Érosion régressive 21

2.2 Érosion externe 22

3 Caractérisation de l'érosion 22

3.1 Caractérisation de l'érosion mécanique 22

3.2 Caractérisation de la dispersion 23

4 Corrélation des paramètres mécaniques sur le mécanisme d'érosion 25

5 Dispositifs expérimentaux 26

5.1 Essais à l'échelle de l'ouvrage 26

5.2 Essais d'érosion interne 28
5.2.1 Essai d'érosion de trou « Hole Erosion Test » (HET) 29
5.2.2 « Flow Pump Test » 30
5.2.3 « Triaxial Erosion Test » 31
5.2.4 Dispositif expérimental de l'érosion de contact 32

5.3 Essais d'érosion à la surface du sol 33
5.3.1 Essais d'érosion en canal « Hydraulic Flume Tests » 33
5.3.2 Essais d'érosion par jet d'eau 39
5.3.3 Simulateurs de pluie et de ruissellement 45
5.3.4 « Pocket Erodometer Test » (PET) 46
5.3.5 « Rotating Cylinder Test » 46

5.4 Essais de caractérisation de dispersion 47
5.4.1 Essai sédimentométrique en parallèle (« Double Hydrometer Test ») 48
5.4.2 Essai d'émiettage ou « Crumb Test » 49
5.4.3 « Sand Castle Test » 51
5.4.4 « Pinhole Test » 52

6 Conclusions 53

II. Chapitre 2. Caractérisation de l'érosion d'interface à l'intérieur d'un massif de sol par l'essai d'érosion de trou (HET) 54

1 Appareillage et principe des essais 54

1.1 Préparation des éprouvettes 57
1.1.1 Éprouvettes de sol reconstitué 57
1.1.2 Éprouvettes de sol peu remanié 58

1.2 Réalisation de l'essai 58

1.3 Automatisation du dispositif d'essai 60

Improvement of Hole Erosion Test and Results on Reference Soils 61

2 Essais croisés entre « HET » et « ESTD » 71

2.1 Essais réalisés 71

2.2 Conclusions 74

III. Chapitre 3. Caractérisation de la sensibilité à l'érosion externe par l'érodimètre à jets mobiles (MoJET) 76

Erodibility diagnostic of existing hydraulic earthworks by Mobile Jets Erosion Test 78

IV. Chapitre 4. Caractérisation de la sensibilité à l'eau des textures de sol par la méthode d'essai d'émiettage amélioré (ECT) 106

An "Enhanced Crumb Test" for better characterizing water effects on soils 108

V. Chapitre 5. Érodabilité des sols traités à la chaux 118

1 Contexte général 118

2 Campagne d'essais sur les éprouvettes confectionnées en laboratoire 120

2.1 Matériaux utilisés et préparation des éprouvettes 120

2.2 Essai d'érosion de trou (HET) 123

2.3 Essais d'érodimètre à jets mobiles (MoJET) 128

2.4 Essais d'émiettage amélioré (ECT) 132

2.5 Conclusions des essais sur les sols préparés au laboratoire 135

3 Campagnes d'essais sur les ouvrages expérimentaux 136

3.1 Essais d'érosion du trou (HET) 136
3.1.1 Éprouvettes testées 136
3.1.2 Ouvrage non traité 137
3.1.3 Ouvrage traité 138

3.2 Essais à l'érodimètre à jets mobiles (MoJET) 140

3.3 Essais d'Émiettage Amélioré (ECT) 143

3.4 Conclusions des essais sur les ouvrages expérimentaux 145

VI. Chapitre 6. Influence de la salinité de l'eau sur l'érodabilité du sol 148
1 Interactions entre deux particules d'argile en suspension 149
2 Matériaux 154
2.1 Caractéristiques des matériaux utilisés 154
2.2 Texture des sols 154
2.3 Fraction argileuse 154
2.4 Teneur en eau optimale 155
3 Reconstitution des sols argileux 156
4 Résultats et discussions 157
4.1 Résultats des essais d'émiettage amélioré (ECT) 157
4.1.1 Résultats en image 157
4.1.2 Paramètres caractéristiques des essais 159
4.2 Résultats des essai d'érosion de trou (HET) 161
4.3 Synthèse des résultats 163
5 Conclusions 164

Conclusions générales 165

Perspectives 168

Références bibliographiques 170

Annexe : Fiches des matériaux 184

Introduction

Ce travail a pour but de développer notre compréhension des phénomènes d'érosion et de dispersion notamment dans les ouvrages hydrauliques en terre ou les remblais d'infrastructure de transport. La rupture des digues ou des barrages génère en effet des dégâts importants tant matériels qu'humains à l'exemple des incidents dans l'Aude en 1999 ou 2005, dans le Gard en 2002 ou lors du passage de la tempête Xynthia en 2010 en Vendée.

Enjeu et problématique

La fonction principale des ouvrages en terre comme les digues et les barrages est la rétention de l'eau. Ces ouvrages consistent, à l'échelle large, en des milieux poreux en contact permanent ou temporaire avec l'eau en mouvement sur la surface de l'ouvrage et à l'intérieur des pores. Ils sont par définition des structures linéaires. Cela implique qu'une faille dans une section de l'ouvrage, autrement dit une rupture, est équivalent à une perte totale de sa fonction (Figure 1). La rupture peut être générée, comme tout ouvrage en terre, mécaniquement le long d'une surface de glissement ou par des forces hydromécaniques qui entraînent progressivement les particules de sol. Ces dernières peuvent se produire sur la surface de l'ouvrage connu sous le nom d'érosion externe ou à l'intérieur du massif de sol dénommé érosion interne. L'érosion externe est en général initiée par une surverse au-dessous de la crête de l'ouvrage qui peut causer la formation d'une brèche. Ce scénario arrive principalement durant des crues extrêmes dont la hauteur d'eau est exceptionnellement élevée et dépasse la hauteur d'eau pour laquelle l'ouvrage est dimensionné. Quant à l'érosion interne, elle est provoquée par l'écoulement au sein de l'ouvrage en terre qui peut déplacer des particules de sol jusqu'à la formation d'un chemin préférentiel majeur où la vitesse de l'écoulement augmente progressivement jusqu'à la rupture partielle ou totale. Ce phénomène peut également s'accélérer lors d'un événement exceptionnel. Cependant, l'initiation est difficilement détectable puisqu'elle est invisible à l'extérieur et ne provoque pas un débit de fuite ou un tassement important. Lorsque l'un ou l'autre des deux phénomènes est constaté, les conséquences sont potentiellement dramatiques car il est souvent trop tard pour intervenir et assurer la pérennité de l'ouvrage en fonction.

Les ouvrages hydrauliques en terre sont constitués de matériaux sable-argileux qui doivent assurer la résistance mécanique et l'étanchéité tout le long de leur durée de vie. En conséquence, ils présentent la particularité d'associer les comportements des milieux poreux frottants et cohésifs avec les interactions physico-chimiques de l'eau et de l'argile, ces comportements et ces interactions peuvent être modifiés selon la mise en place des matériaux et l'ampleur des sollicitations mécaniques et hydrauliques.

Figure 1 – Surverse de digue et la zone de rupture, ouragan Katrina, Louisiane (source Briaud, Peck Lecture, 12 février 2007).

Dans le cadre de la législation française d'après l'arrêté du 12 juin 2008 définissant le plan de l'étude de dangers des barrages et des digues et en précisant le contenu, il est nécessaire pour les propriétaires et les concessionnaires d'effectuer une analyse fonctionnelle de l'ouvrage et de son environnement et d'identifier et caractériser des potentiels de dangers en fonction de la complexité de l'ouvrage et de l'importance des enjeux pour la sécurité des personnes et des biens. La mise en application de l'arrêté amène l'ingénieur de projet à identifier les différents mécanismes de rupture, et donc à rechercher et à développer des outils et des méthodes pour caractériser et quantifier l'érodabilité des matériaux.

En outre, les remblais d'infrastructures de transport peuvent également être soumis aux charges hydrauliques (Bertaina 2009). Les itinéraires routiers traversent occasionnellement des talwegs, avec un profil en long rectifié pour convenir aux vitesses des automobiles, de sorte que nombre de ces talwegs sont barrés par un remblai routier de faible hauteur (de quelques dizaines de centimètres à quelques mètres). Lorsqu'un cours d'eau même modeste matérialise les cheminements hydrauliques au fond de ces talwegs, des ouvrages de décharge hydraulique sont prévus. Mais lorsque le talweg est à sec, peu marqué ou lorsque les ouvrages de décharge ont été sous-dimensionnés, il peut arriver, à l'occasion d'événements climatiques exceptionnels, que ces remblais routiers constituent un obstacle à l'écoulement des eaux, lesquelles s'accumulent alors contre le talus « amont » de l'infrastructure.

Les remblais routiers n'ont pas été conçus pour supporter cette mise en charge hydraulique contre l'un de leurs versants. Pendant la montée des eaux à l'amont, des écoulements internes trouvent un chemin à travers le remblai, avec d'autant plus de facilité que les interfaces entre remblai routier, couche de forme et ensemble de la chaussée présentent une vulnérabilité potentielle à ces écoulements transversaux. Si les dégradations résultantes ne conduisent pas directement à la ruine de l'infrastructure, la montée des eaux peut se poursuivre jusqu'au sommet du remblai, déborder sur la chaussée et atteindre le remblai aval. L'érosion régressive du remblai sape alors l'infrastructure à la fois en réduisant sa stabilité d'ensemble sous la poussée des eaux et la longueur du chemin hydraulique ralentissant les écoulements internes. La combinaison de ces phénomènes, s'ils perdurent assez longtemps, menace de ruine le remblai routier, par l'ouverture d'une brèche qui éventre rapidement l'infrastructure.

Par ailleurs, la structure d'un remblai routier offre aux mécanismes de dégradation sous charge hydraulique latérale une vulnérabilité de nature différente de celle offerte par une digue : les couches de perméabilité homogène présentent des interfaces horizontales propices au développement d'écoulements internes, tandis que la chaussée caparaçonne la crête du talus, conserve presque sans perte de charge l'énergie hydraulique qui se transforme en vitesse torrentielle sur le talus aval et peut accélérer la ruine par grand glissement à cause de son poids propre. La distribution des contraintes entre érosion interne et érosion de surface, ainsi que leur prépondérance relative, sont très différentes de celles concernant une digue.

Un autre enjeu très important des problèmes d'érosion est l'affouillement des fondations des piles d'ouvrages comme les ponts ou les éoliennes offshore. Les matériaux des fonds fluviaux sont principalement des sédiments soumis à des efforts hydrodynamiques continus et variables pendant la durée de vie de la structure. Ces efforts sont amplifiés à l'endroit des fondations superficielles ou profondes du fait la discontinuité créé par la structure. L'érosion provoquée par des efforts amplifiés peut faire dégrader la capacité portante de la fondation voire emporter tout le sol support et causer la rupture de l'ouvrage de franchissement.

Enfin, l'érosion des matériaux cohésifs en tant que sédiment est également étudiée dans deux autres disciplines : sciences de la terre et gestion de l'environnement et assainissement. L'érosion appliquée dans le domaine des sciences de la terre s'intéresse à la formation des bassins versants et à l'évolution de la géomorphologie fluviale, côtière et maritime au cours du temps (Bryan 2000). Le phénomène d'érosion est étudié à des échelles de temps beaucoup plus grandes que dans l'ingénierie civile. Concernant le transport de matières solides dans les milieux avec un niveau d'activité biologique élevé, à l'exemple des réseaux d'assainissement, il existe des phénomènes de bioturbation, biostabilisation et biodestabilisation (Black et al. 2002).

L'un des objectifs du travail présenté dans ce document est de développer les méthodes d'essais nécessaires à la caractérisation de ces différents aspects des processus érosifs notamment dans les ouvrages hydrauliques en terre. En effet, la plupart des ouvrages

hydrauliques sont constitués par des remblais anciens (les premières constructions remontant au Moyen Age) édifiés par étapes, plus ou moins bien entretenus et d'une façon générale à la structure méconnue. En plus, les ouvrages récemment construits ne sont pas essentiellement conçus en intégrant leur comportement face à l'érosion. Il est donc nécessaire de développer, appliquer et valider des méthodes d'essai dédiées à la mesure de la sensibilité à l'érosion.

Démarche scientifique

Au-delà de ce contexte applicatif et dans l'optique d'approfondir nos connaissances, limitées à ce jour, sur les phénomènes d'érosion, nous avons étudié ces phénomènes à partir de méthodes expérimentales existantes. Nous nous sommes intéressés ainsi à améliorer et développer des dispositifs d'essais utilisés à l'Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux (Ifsttar). Nous avons également mené des études à l'aide de ces méthodes et matériels d'essai afin d'apporter une contribution à notre perception de l'influence de divers paramètres sur la sensibilité des sols à l'érosion. Ainsi les objectif principaux de ce travail ont été d'adapter des dispositifs, des protocoles et des méthodes d'expérimentation pour mieux caractériser les ouvrages dans le cadre de la pratique de l'ingénierie et pour mieux comprendre les différents phénomènes en jeu dans un cadre plus scientifique. Ce travail est constitué ainsi de deux parties : la première d'amélioration et de proposition d'essais et la seconde d'application des méthodes d'essais développées à deux études. Les conclusions permettront, notamment, de présenter une synthèse de ces études et des perspectives qu'elles génèrent.

Plan du mémoire

Dans ce manuscrit les améliorations et les expérimentations effectuées sont présentées à travers des publications scientifiques introduites et développées traitant des trois méthodes d'expérimentation caractérisant chacun un aspect dans la sensibilité à l'érosion des sols. Ce travail de thèse a ainsi donné lieu à trois publications qui constituent le cœur des trois chapitres complétés par différents aspects annexes. De plus, les études expérimentales menées à l'aide de ces trois méthodes d'essai sont présentées. Ce document est constitué ainsi de six chapitres :

Le premier chapitre présente des notions de bases dans le domaine de l'érosion et de la dispersion du sol et traite des différentes méthodes de mesure extraites. Il met en évidence les difficultés pour quantifier les phénomènes d'érosion.

Le deuxième chapitre aborde l'étude de l'érosion du sol grâce à des essais avec l'appareil d'érosion de trou (Hole Erosion Test ou HET) pour caractériser l'érosion interne des sols par

une approche simplifiée. L'essai consiste au suivi temporel de l'agrandissement d'un canal d'écoulement dans une éprouvette de sol. Une nouvelle version de l'appareil avec des instruments et méthode d'interprétation améliorés est proposée afin d'estimer le taux d'érosion sur la base de la turbidité de l'effluent et indépendamment de la charge hydraulique. Une comparaison avec un dispositif d'essai d'érosion d'une surface plane de sol par écoulement tangentiel est proposée.

Le troisième chapitre présente un essai d'émiettage amélioré (Enhanced Crumb Test ou ECT) destiné à étudier la sensibilité des sols face à la dispersion (défloculation dans l'eau sans mouvement ou effort mécanique externe). Il est notamment introduit un nouveau suivi temporel quantitatif de la géométrie des éprouvettes centimétriques de sol non saturé.

Le quatrième chapitre est consacré à la mesure de l'érosion de surface à l'aide du dispositif d'érodimètre à jets mobiles (Mobile Jets Erosion Test ou MoJET). Une comparaison de trois études *in situ* effectuées sur des ouvrages hydrauliques en terre de différents types situés dans la vallée de la Loire est proposée.

Le cinquième chapitre concerne les recherches et les études menées au travers de ces trois dispositifs expérimentaux dans le but de caractériser le comportement des sols traités à la chaux vive vis-à-vis des processus érosifs. Deux campagnes d'essais ont été réalisés : premièrement sur des éprouvettes confectionnées en laboratoire et deuxièmement sur le terrain (MoJET) ou sur des éprouvettes prélevées d'ouvrages expérimentaux (HET, ECT). Les résultats d'essais sont comparés dans toutes les configurations étudiées entre les sols en état traité et non traité.

Le sixième chapitre s'intéresse à l'influence des propriétés physico-chimiques de l'eau los des phénomènes d'érosion et de dispersion des sols argileux. Plus précisément, les effets de la salinité de l'eau environnante et de l'eau interstitielle sont étudiés au moyen des deux dispositifs de HET et ECT. Les résultats d'essais sur des mélanges de trois types d'argile (kaolinite, illite et montmorillonite) avec du sable sont discutés pour mettre en évidence cette influence sur la sensibilité à l'érosion et la dispersion.

La dernière partie résume les principales conclusions tirées de ces travaux ainsi que des recommandations pour les recherches à venir.

I. Chapitre 1. Érosion et dispersion du sol : état de l'art

L'érosion est un domaine important en génie civil qui prend en compte l'érosion de surface des digues et des levées, l'affouillement de fondations des ponts, le phénomène de renard hydraulique notamment dans les barrages, l'érosion des remblais d'infrastructures linéaires de transport, l'érosion de surface dans des sites de construction, l'érosion des falaises et des côtes, la migration des méandres, l'érosion des assises de déversoirs etc. (Briaud 2008). Elle s'applique également dans la gestion de l'environnement et des réseaux d'assainissement (Grabowski et al. 2011) et dans les sciences de la terre à une échelle de temps plus vaste (Bryan 2000). Ces phénomènes de dégradation et de transport des matériaux solides causés par l'eau sont communément regroupés sous la dénomination « érosion ».

Concernant les ouvrages hydrauliques en terre, le phénomène d'érosion se différencie en deux types : érosion externe et érosion interne. L'érosion externe peut être décrite comme la déstructuration de surface par arrachement et déplacement des particules d'un sol ou d'une roche sous l'action d'un écoulement gravitaire. Cela peut engendrer une brèche dans l'ouvrage qui cause une augmentation de l'effort exercé de la part de l'eau sur le sol et l'accélération du processus jusqu'à la rupture totale de l'ouvrage. L'érosion interne est définie comme une migration de particules engendrée par un écoulement hydraulique souterrain dans le sol ou dans un ouvrage en terre.

Cette migration engendre des changements dans les caractéristiques hydrauliques et mécaniques du matériau. Cela se traduit par une augmentation de la perméabilité d'une manière hétérogène dans le milieu et par la formation de chemins préférentiels d'écoulement. Ils peuvent alors engendrer une perte d'étanchéité et une surpression interstitielle. Une diminution de la résistance mécanique du matériau peut également se produire et provoquer des tassements ou déclencher des ruptures mécaniques. Concernant l'interaction du sol avec l'eau, il est également important de prendre en compte les phénomènes de dispersion. La dispersion est connue comme la capacité des sols à defloculer en présence d'eau sans mouvement et peu chargée en sel et sans assistance mécanique (Sherard et al. 1976). Les sols dispersifs sont normalement très sensibles à l'eau. Ils ont un fort potentiel de retrait-gonflement et généralement une faible résistance à l'érosion. Cette dernière dépend cependant fortement du mécanisme d'érosion en jeu.

1 Ouvrages en terre : caractéristiques du milieu

Trois catégories de paramètres sont en jeu dans le problème d'érosion. Premièrement la nature et l'état du sol ou de la roche, deuxièmement l'eau environnante et troisièmement la géométrie qui détermine l'écoulement de l'eau en interface ou à travers l'ouvrage. Le sol ou la roche se

caractérise principalement par son érodabilité, l'eau essentiellement par sa vitesse, et la géométrie par les dimensions de l'ouvrage ou les obstacles (Briaud 2008).

1.1 Le sol dans les ouvrages en terre

Le sol est défini ici comme un élément qui est composé de trois phases : (a) solide (b) liquide (c) gaz. Il est classé principalement selon la distribution de la taille des grains. Cette classification fait une distinction entre sols grossiers et sols à grains fins et on définit la classe d'argile (<0,002 mm), de limon (0,002-0,075 mm), de sable (0,075-2 mm) et de gravier (>2 mm) selon l'ASTM D2487 (2011). Il est courant dans la pratique de se référer aux sols fins comme cohésifs et aux sols grossiers comme non cohésifs. Cette pratique n'est pas appropriée puisque de nombreux sols fins n'ont pas de cohésion. Une roche est définie ici comme un élément de terre de fissures de plus de 0,1 m présentant une résistance à la compression de la matrice rocheuse (substance roche) de plus de 500 kPa. Des matériaux entre les sols et les roches sont répertoriés comme des géomatériaux intermédiaires tels que les pavés, les blocs, et des enrochements. Tous ces géomatériaux, des sols mous aux roches dures, sont influencés par leur histoire géologique issue de l'altération de la croute terrestre. Les principaux mécanismes de la formation de ce matériau granulaire naturel sont l'érosion de surface par mécanisme éolien ou hydraulique et la sédimentation.

Dans le domaine de la géotechnique des ouvrages, nous ne nous intéressons pas, *a priori*, à la nature des matériaux terrestres ni à leurs origines. Le sol est assimilé à l'échelle de l'ouvrage (description macroscopique) à un milieu homogène caractérisé par des paramètres physiques notamment au point du vue de volumes et de masses des trois phases en présence : solide, liquide et gaz. Cette description macroscopique s'appuie sur un diagramme, appelé « diagramme des phases », qui porte d'un coté les volumes et de l'autre les masses des trois phases constituant du sol (Figure I.1).

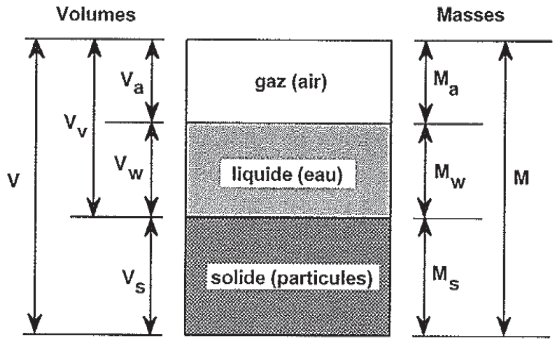


Figure I.1 – Schéma d'un volume élémentaire de sol (diagramme des phases).

Selon les notations utilisées dans le diagramme de la Figure I.1, V signifie le volume et M signifie la masse. Les indices (a), (w), (v), et (s) sont successivement utilisés pour l'air, l'eau,

les vides (air + eau) et des particules solides. Plusieurs paramètres peuvent être définis à partir de ces valeurs parmi lesquels les quatre suivants nous ont servi le plus souvent :

- Masse volumique totale du sol : $\rho = \frac{M}{V}$

- Masse volumique du sol sec : $\rho_d = \frac{M_s}{V}$

- Teneur en eau massique : $w = \frac{M_w}{M_s}$

- Degré de saturation : $S_r = \frac{V_w}{V_v}$

Dans les pratiques actuelles de construction des ouvrages en terre, le sol est compacté en plusieurs couches (de 75 à 450 mm d'épaisseur) à une teneur en eau précise jusqu'à atteindre une densité définie par les essais de compactage comme l'essai Proctor standard (ASTM D698) ou Proctor modifié (ASTM D1557) selon le type de l'ouvrage pour un sol donné. Il existe, en général, une teneur en eau (w_{opt}) qui permet d'obtenir une masse volumique maximale $(\rho_{d\,\max})$ pour un certain niveau d'énergie de compactage (Figure I.2). Le compactage est le processus d'augmentation de la densité d'un sol par tassement des particules afin de les rapprocher les unes des autres avec une réduction du volume d'air. Il n'y a pas de changement, en effet, significatif dans le volume d'eau dans le sol. En principe, pour un degré de compactage plus élevé la résistance au cisaillement du sol est plus grande avec une compressibilité, en général, moins élevée (Reiffsteck 2007). C'est la raison pour laquelle les ouvrages en terre sont mis place à cette masse volumique maximale. Cependant, pour les ouvrages anciens, dont un grand nombre sont encore en service actuellement, il n'existe pas d'information précise sur leurs matériaux ni l'efficacité des techniques de construction pratiquées d'antan.

Dans la construction d'un ouvrage en terre comme les remblais, le compactage provoque une augmentation de la contrainte totale, à la fois dans le remblai comme dans le sol support. La pression initiale de l'eau interstitielle dépend essentiellement de la teneur en eau de placement du remblai. La période de construction d'un ouvrage est relativement courte et, si la perméabilité du sol compacté est faible, il n'y a pas de dissipation significative lors de la construction. La dissipation se produit généralement après la fin de la construction avec une pression d'eau interstitielle attente à la valeur finale dans le long terme. Les paramètres de résistance au cisaillement pour le matériau sont normalement déterminés à partir d'essais sur des échantillons compactés à des valeurs de la densité sèche et la teneur en eau à préciser pour le remblai. En revanche concernant l'érosion, les sollicitations hydrauliques internes et externes peuvent, sans nécessairement mener l'ouvrage à la rupture à court terme, dégrader sa

résistance dans le temps. Par conséquent, les failles ou les ruptures peuvent se révéler lors d'événements exceptionnels non seulement à cause de la sollicitation « ultime » de l'événement mais aussi à cause de ces dégradations antérieures. Il est également à noter que la résistance d'un talus peut aussi dépendre de la résistance du sol support soumis à des contraintes et à des écoulements en général plus élevés qu'avant.

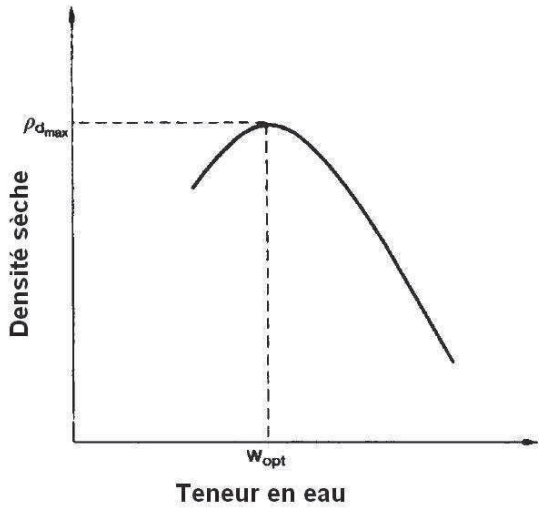


Figure I.2 – Relation typique entre la densité sèche du sol et la teneur en eau à une énergie de compactage constante :un maximum de densité sèche est obtenue par une teneur en eau « optimale » (source Craig 2004).

Dans le massif de sol en question et dans le sol support, une particule de sol est soumise à trois types d'efforts mécaniques différents : (a) des efforts inter-particulaires soit issus des forces électromécaniques de contact soit issus des charges électriques de surface des particules (ces dernières sont plus importantes dans les sols fins), (b) le poids de la particule, (c) les efforts hydrauliques. Ce troisième type d'effort est divisé en deux composantes : l'effort hydrostatique (effort normal à la surface) et l'effort dû au mouvement de l'eau. L'écoulement de l'eau en contact avec une particule a trois conséquences. Premièrement, une force de traînée associée à une contrainte de cisaillement se développe à l'interface liquide-solide. Deuxièmement, la contrainte normale (perpendiculaire à la direction de l'écoulement) décroît à cause de l'écoulement. En effet quand la vitesse de l'écoulement autour de la particule ou de l'obstacle augmente, la pression diminue pour maintenir le niveau d'énergie selon le principe de Bernoulli. Troisièmement, les contraintes normales et de cisaillement peuvent fluctuer à cause des turbulences éventuelles de l'écoulement. Ces fluctuations peuvent contribuer de manière significative aux processus d'érosion, en particulier aux vitesses élevées correspondant aux écoulements turbulents. Dans certains cas, ils sont la principale raison de l'érosion. La contribution des fluctuations de contraintes dues à la turbulence pour le processus d'érosion a été étudiée par plusieurs auteurs, y compris Croad (1981), Raudkivi (1998), Hoffmans et Verheij (1997), Bollaert (2002), Hofland et al. (2005).

Notez que dans le cas où la particule du sol est soumise à de la succion (pression négative) par l'eau interstitielle, les forces de compression inter-particulaires peuvent être sensiblement plus grandes que dans le cas où l'eau est en compression. Cette cohésion apparente peut augmenter la résistance à l'érosion au moins jusqu'à ce que le débit et la présence d'eau fasse disparaitre la succion.

En outre, les particules de sol, notamment des particules fines peuvent réagir avec l'eau. Ceci peut modifier l'érodabilité du milieu de façon instantanée ou à terme. C'est la raison pour laquelle les comportements des sols face à l'eau sans mouvement sont souvent reliés à leur sensibilité à l'érosion.

1.1.1 Structure des argiles

Les sols sont des structures composées de grains de différentes tailles dont la forme, la répartition des tailles et l'arrangement sont différents d'un sol à l'autre. Les plus gros grains (les grains de sable et gravier) sont en général constitués de cristaux de silice avec des formes tridimensionnelles (les trois dimensions étant d'un ordre de grandeur comparable). Par contre, les particules fines de sol sont, en général, bidimensionnelles appelées des feuillets : l'épaisseur d'une particule est d'une taille beaucoup plus petite que les autres dimensions. Il en résulte des différences fondamentales dans les comportements des sols fins et des sols grenus. La pesanteur joue un rôle secondaire dans l'arrangement des particules d'argiles et les forces dominantes sont les forces d'attraction et de répulsion électrique, qui conditionnent le volume occupé par une masse donnée de particules d'argile. C'est la raison pour laquelle les feuillets d'argiles se regroupent les uns avec les autres et forment des flocs ou des agglomérats. Selon la teneur en eau divers arrangements peuvent être généralement observés (Figure I.3).

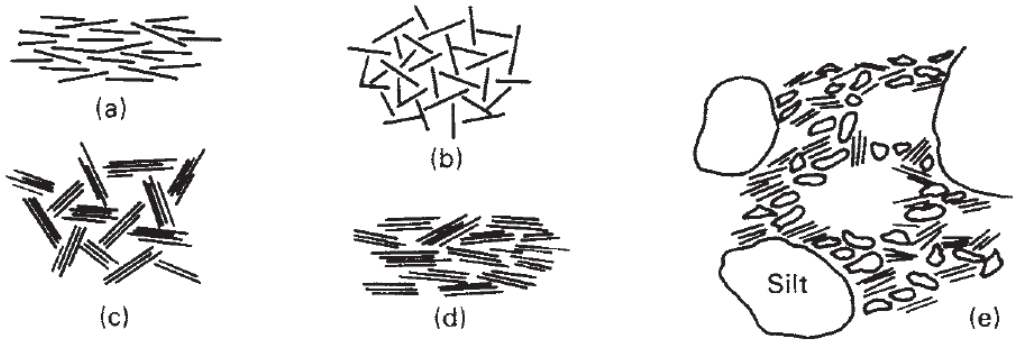


Figure I.3 – Arrangements des argiles a) dispersé b) floculé c) floculé et agrégé (nid d'abeille« bookhouse ») d) turbostratique e) exemple d'une argile naturelle (source Craig 2004).

Les argiles sont des produits de décomposition des roches siliceuses par désagrégation physique et mécanique puis par altération chimique. La famille des minéraux argileux regroupe tous les silicates hydratés appartenant au groupe des phyllosillicates. Les minéraux

argileux ont une structure ionique telle qu'ils interagissent fortement avec les molécules polaires de l'eau : ces minéraux sont entourés d'une couche d'eau fortement liée qui influence grandement le comportement macroscopique de ce matériau. Une particule d'argile est formée d'un empilement de feuillets élémentaires constitués par l'association de deux unités structurales de base : le tétraèdre de silice et l'octaèdre d'alumine (Craig 2004).

Le tétraèdre de silice est formé de 4 atomes d'oxygène entourant un atome de silicium équidistant de chacun d'eux. Ces tétraèdres se combinent selon un arrangement plan hexagonal, les atomes d'oxygène étant dans un même plan et chacun d'eux étant commun à deux tétraèdres (Figure I.4a). Un des atomes d'oxygène possède une valence libre et peut être mis en commun avec un autre feuillet. L'octaèdre d'alumine (ou de magnésium) est constitué de 6 hydroxyles (OH^-) entourant un atome d'aluminium (ou de magnésium) équidistant de chacun d'eux. Ces octaèdres se combinent entre eux pour former une couche plane (Figure I.4b).

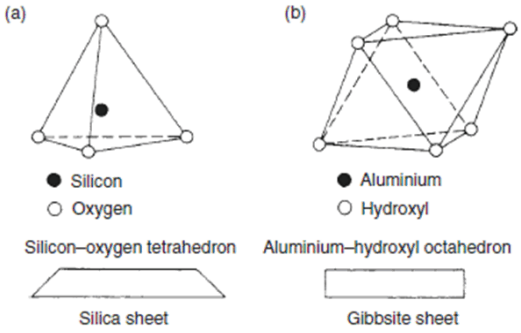


Figure I.4 – Couches cristallines d'argile (a) couche octaédrique de silice (b) couche octaédrique d'alumine (source Craig 2004).

Les feuillets d'argile sont alors une combinaison de ces unités de base. Le feuillet élémentaire idéal d'argile se compose d'un empilement de 2 ou 3 unités de base. Les liens de covalence et les liaisons ioniques assurent les liaisons rigides du feuillet élémentaire ; des liaisons moins fortes, mais très importantes et essentielles, assurent l'assemblage des feuillets élémentaires pour former les particules d'argile qui comportent un nombre de feuillets plus ou moins important suivant le type d'argile.

Les forces de liaison entre feuillets sont principalement les forces d'attraction moléculaires de Van der Waals, les liaisons hydrogènes et les liaisons dues aux substitutions isomorphes.

- Les forces d'attraction moléculaires de Van der Waals sont des liaisons faibles.

- Les liaisons hydrogènes se forment avec des atomes fortement électronégatifs, dans le cas des argiles, généralement l'oxygène.

- Les substitutions isomorphes consistent dans le remplacement de certains cations constitutifs du réseau cristallin par d'autres de moindre valence, ce qui crée des déficits

de charge qui affaiblissent les forces ioniques de liaison entre les feuillets (remplacement d'un Si^{4+} par un ion Al^{3+} dans la couche tétraédrique de silice, d'un ion Al^{3+} par un ion Mg^{2+} dans la couche octaédrique d'alumine etc.). Les particules d'argiles acquièrent une charge négative et peuvent adsorber de façon réversible des cations et des dipôles d'eau pour atteindre l'électroneutralité. La capacité d'échange ionique (C.E.C.) permet de mesurer cette charge et représente la charge positive nécessaire pour arriver à l'électroneutralité (milliéquivalents/100 g d'argile sèche).

Les particules d'argile sont donc soumises à un ensemble de forces d'attraction et de répulsion qui varient avec la teneur en eau et dépendent des substitutions isomorphes. Malgré la simplicité apparente de la structure des argiles, on en dénombre un très grand nombre d'espèces qui se distinguent par les défauts liés à ces substitutions isomorphes au moment de la formation. L'arrangement des particules de sols argileux, qui interagissent avec l'eau et les ions qu'elle transporte, dépend beaucoup du milieu de déposition (notamment de sa salinité).

Les trois types les plus couramment rencontrés sont la kaolinite, l'illite et la smectite. La différence principale de ces trois structures est l'espacement entre des couches de cristaux élémentaires. Dans les kaolinites, le feuillet élémentaire est composé d'une couche de silice et d'une couche d'alumine. Les feuillets sont liés les uns aux autres par des liaisons hydrogènes (Figure I.5a). De ce fait, une particule de kaolinite comporte 100 à 150 feuillets qui lui donnent une épaisseur de 0,1 µm et une largeur de 1 µm. Dans les illites, le feuillet élémentaire est composé d'une couche d'alumine entre deux couches de silice. Le déficit de charge qui en résulte est compensé par les ions potassium qui assurent des liaisons assez fortes entre les feuillets (Figure I.5b). La particule d'illite comporte une dizaine de feuillets qui lui donne une épaisseur de 10 nm et une largeur de 0,3 µm. Enfin dans les smectites couramment connues sous le nom de montmorillonite, le feuillet élémentaire est également composé d'une couche d'alumine entre deux couches de silice. En revanche, l'espace inter feuillet est rempli d'eau chargée en cations (Na^+ pour les montmorillonites sodiques et Ca^{2+} pour les montmorillonites calciques) (Figure I.5c). Les liaisons entre feuillets étant très faibles, ces argiles sont très sensibles à la teneur en eau et ont un fort potentiel de gonflement et de retrait. L'épaisseur d'une particule de montmorillonite peut être très faible puisque, contrairement aux autres argiles, on peut isoler un feuillet élémentaire (environ 1 nm d'épaisseur et 0.1 µm de largeur).

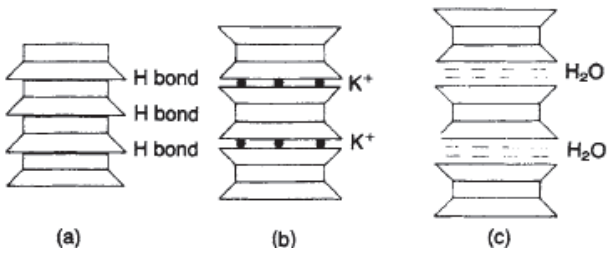


Figure I.5 – Structures des feuillets d'argiles (a) kaolinite (b) illite (c) Montmorillonite (source Craig 2004).

1.2 Eau environnante

La définition du terme « écoulement », souvent utilisé dans ce document, est le mouvement d'un fluide créé par différences de pression ou de niveau. Les ouvrages hydrauliques en terre sont potentiellement soumis à deux types d'écoulement d'eau : un écoulement en surface libre (gravitaire) sur la surface de l'ouvrage et un écoulement interne d'infiltration d'eau ou « écoulement souterrain » à travers la masse de l'ouvrage. L'eau environnante peut également avoir des effets physico-chimiques sur le sol. Ce sujet sera discuté dans la section 3.2 de ce chapitre. Nous introduisons ci-dessous les effets mécaniques de l'eau sur le sol.

Le premier type, l'écoulement externe, est un écoulement généralement en régime turbulent qui sollicite de manière permanente les parties immergées de l'ouvrage et de façon ponctuelle les parties « sèches » de l'ouvrage lors des événements exceptionnels qui engendrent de fortes hauteurs d'eau voire la surverse. Le second type, l'écoulement interne, est l'infiltration ou la percolation de l'eau à travers la roche ou le sol ou à l'interface de couche. Ce terme est généralement limité à la circulation très lente des eaux souterraines (ASTM D653-2009). Le régime de l'écoulement est en général laminaire et soumis aux forces capillaires dans le cas des milieux non saturés. Le niveau et la charge de l'écoulement peuvent également varier en fonction du niveau d'eau. Enfin, des chemins préférentiels peuvent se former au sein de l'ouvrage où l'écoulement peut se développer et atteindre le régime turbulent. Ces deux types d'écoulement sont introduits brièvement pour expliquer leurs effets consécutifs sur les ouvrages en terre du point de vue du risque d'érosion.

1.2.1 Écoulement externe

Le courant d'eau sur la surface externe des ouvrages est en écoulement en surface libre, généralement turbulent à cause de la vitesse et de la profondeur relativement élevées même en cas de surverse. Un écoulement turbulent est défini par Heize (1975) comme « un écoulement irrégulier dans lequel plusieurs quantités présentent des variations aléatoires dans le temps et dans l'espace, de telle sorte que les valeurs moyennes statistiquement distinctes peuvent être discernées. ». Selon cette définition des quantités peuvent se décomposer en une partie moyenne dans le temps ou dans l'espace et une partie fluctuante en utilisant la décomposition de Reynolds. La décomposition de Reynolds facilite la compréhension mathématique de l'écoulement turbulent et offre aux ingénieurs des méthodes pour saisir les principales composantes qui régissent les conditions d'écoulement pratiques. Bien qu'il soit beaucoup plus simple et pratique à utiliser pour décrire des quantités moyennes d'une question pratique, parfois ce genre de simplification présente des inconvénients inhérents.

Pour des processus aléatoires, en particulier pour l'arrachement de particules d'un sol cohésif, l'utilisation des valeurs moyennes d'un écoulement turbulent peut être incorrecte. Les chercheurs ont adopté la contrainte de cisaillement moyenne comme le principal facteur qui

domine le processus d'érosion depuis plusieurs décennies. Cela pourrait avoir une base solide pour la prédiction à long terme d'affouillement des problèmes puisque l'effet de fluctuation serait filtré à long terme.

La définition de la valeur moyenne de la contrainte de cisaillement (τ_t), par exemple, est la suivante :

$$\tau_t = \frac{\int \tau \, dt}{\int dt} \qquad [1.1]$$

où t définit le temps et τ la contrainte de cisaillement au temps t. La valeur de τ_t sera constante seulement si la période d'intégration est assez grande. De plus, les valeurs en questions changent en fonction de la rugosité locale des frontières de l'écoulement qui évoluent également dans le temps notamment dans le phénomène d'érosion. Par conséquent, les valeurs sont également moyennées sur une surface comme suit :

$$\tau_{t,A} = \frac{\int \tau_t \, dA}{\int dA} \qquad [1.2]$$

Selon l'intensité de la turbulence et de l'état de développement de la couche limite, la valeur de la contrainte de cisaillement locale et instantanée pourrait être considérablement plus grande que la moyenne spatio-temporelle de la contrainte de cisaillement $(\tau_{t,A})$. Par conséquent, l'arrachement des particules de sol serait plus dépendante des valeurs les plus élevées de la contrainte de cisaillement locale et instantanée plutôt que de la moyenne spatio-temporelle de la contrainte de cisaillement, (Moore et Masch 1961).

La Figure I.6, illustre le profil de vitesse d'un écoulement en surface libre en fonction de la profondeur ainsi que la contrainte de cisaillement appliquée sur un élément d'eau. La vitesse de l'eau est la plus élevée en haut de la colonne d'eau et s'annule à la base au voisinage de la paroi. Cela a été mesuré à plusieurs reprises dans l'ingénierie hydraulique (Chien et Wan 1998). La contrainte de cisaillement la plus élevée se trouve à proximité de la surface au fond et proche de zéro dans la partie supérieure de la colonne d'eau.

La relation entre la contrainte de cisaillement et la vitesse peut être établie comme suit. L'eau étant un fluide newtonien, il existe une relation linéaire entre la contrainte de cisaillement (τ) et la vitesse de déformation de cisaillement $(d\gamma/dt)$

$$\tau = \eta\left(\frac{d\gamma}{dt}\right) \qquad [1.3]$$

où η est la viscosité dynamique de l'eau. Dans un élément donné de la colonne d'eau $(abcd)$: $d\gamma/dt = du/dy$. On a alors :

$$\tau = \eta\left(\frac{du}{dy}\right) \qquad [1.4]$$

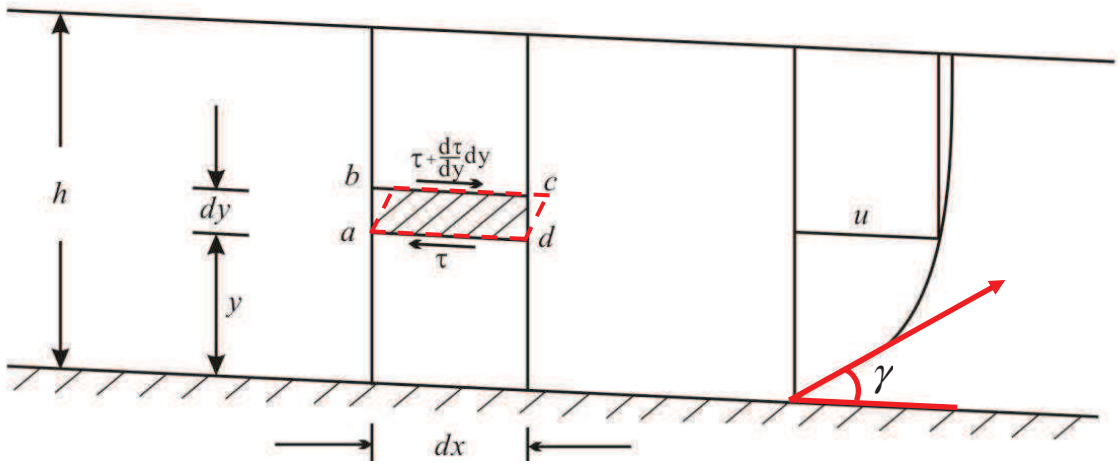


Figure I.6 – Profil de vitesse et la contrainte de cisaillement dans un écoulement en surface libre (source Chien et Wan 1998).

Par conséquent, la contrainte de cisaillement est proportionnelle à la pente du profil de vitesse selon la profondeur d'écoulement et la contrainte de cisaillement à l'interface sol-eau est la pente du profil à l'interface. Si la pente du profil de vitesse de l'eau à l'interface eau-sol (la contrainte de cisaillement d'interface) est maintenue constante et la profondeur de l'eau varie, alors il peut être démontré que la vitesse moyenne varie également. Cela implique qu'il n'y a pas de correspondance directe entre la vitesse moyenne et la contrainte de cisaillement d'interface. C'est une des raisons pour lesquelles la vitesse seule n'est pas un aussi bon facteur déterminant de l'érosion que la contrainte de cisaillement.

En tant que tel, tout appareil de mesure de l'érosion caractérisé en termes de vitesse doit être utilisée avec prudence. La vitesse moyenne est cependant beaucoup plus facile à mesurer pour l'ingénieur que la contrainte de cisaillement (Briaud 2008). Ceci qui explique son utilisation fréquente.

1.2.2 Écoulement interne

Les ouvrages en terre sont également soumis aux écoulements internes. La loi expérimentale de Darcy (1856) décrit le mouvement du fluide à l'intérieur des pores du sol. Établie pour un écoulement d'eau dans un sable propre saturé, elle a été généralisée pour les écoulements dans les autres types de sols. Les résultats des travaux de Darcy montrent que, dans la limite des expériences, la vitesse nominale de l'écoulement v (le débit d'eau Q divisé par la section totale de l'éprouvette du sol A) est proportionnelle au gradient hydraulique (la différence de

la charge hydraulique en amont et en aval de l'éprouvette Δh divisée par sa longueur totale L) :

$$v = \frac{Q}{A} = k\frac{\Delta h}{L} \qquad [1.5]$$

où k est une constante pour une éprouvette donnée est appelée « coefficient de perméabilité ».

Il faut souligner qu'en mécanique des sols à cause des vitesses limitées des écoulements internes le terme cinétique est en général négligé dans les calculs de la charge hydraulique. Pour les faibles débits, les pertes de charge sont dues au frottement et à la viscosité, les lignes de courant sont parallèles et le gradient de pression est proportionnel au débit : l'écoulement est laminaire et la loi de Darcy est parfaitement respectée. Lorsqu'on augmente progressivement le débit, il existe un seuil au-delà duquel l'écoulement devient turbulent et la loi de Darcy n'est plus applicable. La transition entre le régime d'écoulement turbulent et laminaire est caractérisée par le nombre de Reynolds Re. Ce dernier est un nombre adimensionnel qui traduit le rapport entre les forces d'inertie et de viscosité. Après de nombreuses études expérimentales, on a défini, par analogie avec l'hydraulique, un « nombre de Reynolds en milieu poreux » qui s'écrit :

$$\mathrm{Re} = \frac{v d \rho_w}{\eta} \qquad [1.6]$$

où d est le diamètre moyen des particules, ρ_w la masse volumique de l'eau et η la viscosité dynamique de l'eau. En pratique, on considère que la transition a lieu pour un nombre de Reynolds, dit « critique », d'environ 2000. Cependant, la loi de Darcy n'est applicable que pour des Re inférieure à 10. La Figure I.7 illustre la corrélation entre le gradient hydraulique et la vitesse nominale d'écoulement. Cette corrélation n'est plus linéaire au delà de la limite indiquée.

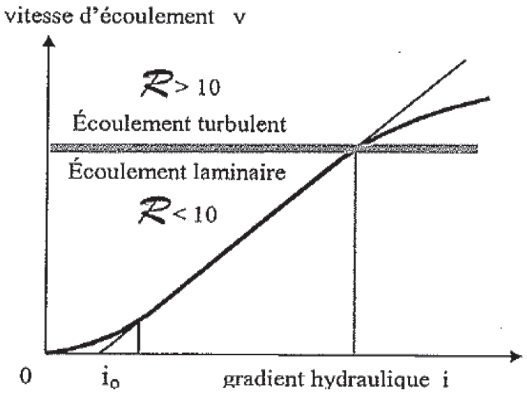


Figure I.7 – Domaine de validité de la loi de Darcy, (i_0 le gradient de déclanchement d'écoulement) (source Magnan 2006).

Par ailleurs, le sol est un milieu poreux perméable anisotrope et très souvent hétérogène. Cette hétérogénéité est, dans la pratique, négligée dans un volume élémentaire représentatif. Cependant, des chemins d'écoulement préférentiel existent dans le réseau des pores. L'espace poral est rempli par les phases liquide et gazeuse. Nous ferons cependant toujours l'hypothèse qu'il s'agit d'un fluide newtonien incompressible (Reddi et al. 2000). L'hypothèse simplificatrice de l'évaluation de la contrainte de cisaillement statique (moyenne spatio-temporelle) dans l'érosion interne est également employée. La contrainte de cisaillement moyenne appliquée sur la paroi d'une conduite s'évalue par l'équilibre des forces dues au gradient de pression (Hillel, 1980). La Figure I.8 illustre schématiquement l'équilibre des efforts longitudinaux par le fluide dans une conduite en charge :

$$\sum F_X = 0 \Rightarrow \quad \tau \times 2\pi R \times L = \underbrace{(p_1 - p_2)}_{\Delta p} \times \pi R^2$$

$$\tau = \left(\frac{\Delta p}{L}\right)\frac{R}{2} \qquad [1.7]$$

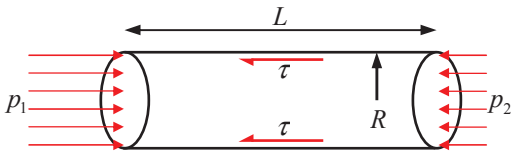


Figure I.8 – Équilibre des efforts longitudinaux dans une conduite en charge.

où Δp est la différence de pression dans un tronçon de conduite, L est la longueur du tronçon et R le rayon. L'équation [1.7] est valable à la fois pour les écoulements laminaire à faibles vitesses dans les pores et pour les écoulements turbulents dans les conduites en charge dans le sol (Reddi et al. 2000). Les conduites équivalentes dans le réseau poreux sont définies comme un écoulement de Poiseuille (donc laminaire) dans des tubes par Khilar et al. (1985). Le gradient de pression peut être estimé comme suit :

$$\frac{\Delta p}{L} = \frac{q}{A}\left(\frac{8\eta}{R^2}\right) \qquad [1.8]$$

où η est la viscosité dynamique de l'eau, A l'aire de la section du pore et q le débit franchissant. En suivant Garcia-Bengochea et al. (1979), la perméabilité du milieu est évaluée en faisant l'hypothèse d'un système de tubes capillaires identiques et parallèles :

$$k = \frac{nR^2}{8} \qquad [1.9]$$

où n est la porosité du milieu. Cette perméabilité intrinsèque peut être calculée également par la conductivité hydraulique K du milieu :

$$k = \frac{K\eta}{\rho g} \qquad [1.10]$$

De cette façon l'équation [1.9] peut être utilisée pour calculer le rayon équivalent des pores. La contrainte de cisaillement dans l'équation [1.7] se calcule alors par (Reddi et al. 2000) :

$$\tau = 1.414\left(\frac{\Delta p}{L}\right)\left(\frac{k}{n}\right)^2 \qquad [1.11]$$

L'équation [1.11] n'est valable que pour les écoulements laminaires (Poiseuille). En pratique, cette équation évalue l'érodabilité interne d'un sol largement plus élevée que celle externe. Ceci est non seulement lié au régime laminaire de l'écoulement mais aussi dû au recolmatage des pores à cause de la déposition des particules érodées.

En conséquence, la résistance à l'érosion dépend fortement du type d'érosion autrement dit de l'influence du type de l'écoulement pour un sol et n'est pas une caractéristique intrinsèque de la texture de sol.

2 Typologie de l'érosion dans les ouvrages en terre

Afin de mieux définir le domaine d'application des méthodes expérimentales utilisées pour déterminer les différents caractéristiques d'un ouvrage hydraulique en terre face à l'érosion, une classification des phénomènes, tous dénommés « érosion », est effectuée. Les phénomènes couverts par ce terme sont variés et ont fait l'objet de plusieurs définitions terminologiques.

Les ouvrages hydrauliques dont l'érosion est la principale cause de rupture sont (Béguin 2012) :

- Les digues de protection contre les crues qui ne sont pas en charge en temps normal et qui ont pour but de protéger les parties avales contre les inondations. (La France en dispose de 9000 km).

- Les digues des canaux de navigation dont une bonne partie de la hauteur est en charge de façon permanente (8000 km en France).

- Les digues des canaux hydroélectriques pour acheminer l'eau d'un barrage pour la production de l'électricité (1000 km en France).

- Les barrages en terre et les ouvrages en terre de retenue d'eau qui ont des longueurs plus réduites que les trois derniers types. En revanche dans certains grands barrages la charge hydraulique est largement plus élevée.

Outre la différence de taille entre les barrages et les digues (section et longueur), une différence importante est l'existence de filtres dans les barrages ainsi que l'utilisation de matériaux pour le noyau et pour le reste de l'ouvrage. Les digues et les levées sont ainsi généralement constituées d'une structure uniforme et habituellement plus hétérogène.

Les remblais d'infrastructures de transport sont un autre type d'ouvrages soumis à l'érosion. En principe, des ouvrages de décharge hydraulique sont prévus afin d'éviter la mise en charge hydraulique de remblais. Cependant, de par leurs propriétés (linéarité notamment), il arrive souvent que ces ouvrages constituent un obstacle à l'écoulement des eaux suite à une faille de fonctionnement ou un sous-dimensionnement des ouvrages hydrauliques de décharge, à des talwegs peu marqués ou à sec ainsi qu'à des événements exceptionnels. En général, les remblais routiers n'ont pas été conçus pour supporter cette mise en charge hydraulique contre l'un de leurs versants. Pendant la montée des eaux à l'amont, des écoulements internes trouvent un chemin à travers les remblais, avec d'autant plus de facilité que les interfaces entre remblai routier, couche de forme et ensemble de la chaussée présentent une vulnérabilité potentielle à ces écoulements transversaux. Les dégradations résultantes peuvent ne pas conduire immédiatement à la ruine de l'infrastructure, mais à long terme, par exemple, sous les charges de circulation de la voirie. Par ailleurs, la structure d'un remblai routier offre aux mécanismes de dégradation sous charge hydraulique latérale une vulnérabilité de nature différente de celle offerte par une digue : outre les couches de perméabilité homogène qui présentent des interfaces horizontales propices au développement d'écoulements internes, la chaussée couvre la crête du talus, le ruissellement en tête de remblai conserve presque sans perte de charge son énergie hydraulique qui se transforme en énergie critique sous forme d'écoulement torrentiel sur le talus aval et peut accélérer la ruine par grand glissement à cause de son poids propre. La distribution des contraintes entre érosion interne et érosion de surface, ainsi que leur prépondérance relative, sont très différentes de celles concernant une digue (Bertaina 2009).

La rupture telle que définie par l'ICOLD (« International Commission on Large Dams ») n'est pas un accident qui détruit l'ouvrage mais un effondrement ou un mouvement d'une partie de l'ouvrage ou sa fondation qui ne permet plus à l'ouvrage d'assurer son rôle de rétention de l'eau (ICOLD 1995). En analysant les données des ruptures historiques sur les barrages en remblai, le principal mode de rupture associé aux grands barrages est la surverse (Middlebrooks 1953). Foster et al. (2000) ont réalisé une étude statistique sur 11 192 ouvrages hydrauliques en terre parmi lesquels 136 ont subi des désordres dont 6% par glissement, 48% par surverse et 46% par érosion interne. Quant aux bases de données constituées dans le cadre du projet national ERINOH (ERosion INterne des Ouvrages Hydrauliques) par Fry et al.

(2012), l'érosion interne est représentée comme la cause la plus fréquente des ruptures récentes des ouvrages en terre en France et dans le monde. Pendant les 26 mois de suivi depuis 2010, 46 ruptures ont été observées parmi lesquelles 43 ruptures étaient dues à l'érosion. Ceci présente plus des 97% de ruptures. Parmi les 43 cas de rupture par érosion 22 l'ont été par l'érosion interne et 20 par la surverse.

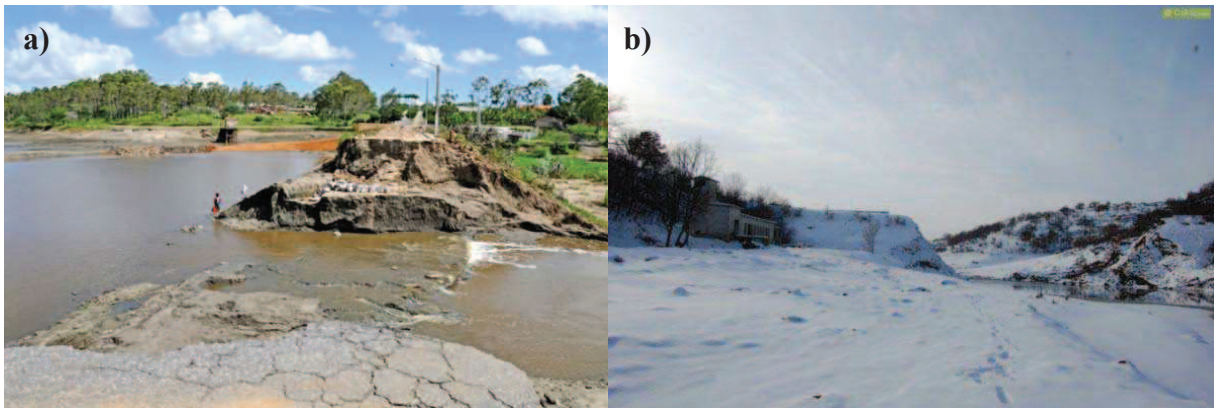


Figure I.9 – a) Rupture du barrage de Bom Conselho (Brésil) en juin 2010 par la surverse b) Rupture du barrage d'Ivanovo (Bulgarie) en février 2012 par l'érosion interne (droite) (source Fry et al. 2012).

2.1 Érosion interne

La terminologie « érosion interne » regroupe généralement les phénomènes d'arrachement et de transport de particules par l'écoulement à l'intérieur du volume d'un ouvrage (Blais 2004). Elle est définie par ICOLD (1990) comme « le transport des particules de sol dans un barrage en remblai ou sa fondation par l'infiltration dans le sens de l'écoulement ». Il existe plusieurs classements pour ce phénomène. Fry et al. (2012) proposent quatre mécanismes principaux pour l'initiation de l'érosion interne : (1) l'érosion de conduit ou concentration de fuite (2) l'érosion régressive (3) l'érosion de contact et (4) la suffusion.

2.1.1 Érosion de conduit

Il est intéressant de constater que les causes de l'érosion mises en avant dans les travaux publiés par le Comité Français des Grands Barrages (CFGB) sont les tassements différentiels, les terriers de rongeurs, les conduites dans les corps de digue, les racines des arbres etc. (Blais 2004). Cela est également évoqué par ICOLD (1990). Ce phénomène est tout à fait analogue à l'érosion externe qui se produit à l'interface d'un écoulement généralement turbulent et la surface du sol excepté que l'écoulement est dans ce cas en charge et que l'érosion se situe à l'interface d'une conduite à l'intérieur de la masse du sol. De ce fait, l'état du sol et les conditions d'écoulement généralement turbulent sont différents par rapport à la surface de l'ouvrage. Le sol se trouve normalement en état de traction (Reddi et Bonala 1997;

Indraratna et al. 2009). Selon la base de données ERINOH ce mécanisme est la cause la plus fréquente des ruptures par l'érosion interne.

2.1.2 Érosion de contact

L'érosion de contact est induite par le détachement de particules à l'interface entre deux milieux poreux de granulométries très différentes (Béguin 2012). Par exemple, lorsqu'une couche de gravier est en contact avec une couche de sable fin, les grains de sable à l'interface des deux couches peuvent être détachés et transportés à travers les pores de la couche de gravier. L'érosion de contact est aussi parfois appelée érosion d'interface ou suffusion de contact. Ce mécanisme est fortement lié à la discontinuité entre les deux couches, en termes de granulométrie mais aussi de perméabilité. Cette discontinuité va permettre de remplir deux conditions nécessaires à l'érosion. D'abord, le matériau grossier possède une perméabilité importante et va être le siège de vitesses d'écoulement élevées, suffisantes pour détacher et entraîner les particules : c'est la condition hydraulique. Ensuite, les tailles des pores et des constrictions de ce matériau sont assez grandes par rapport à la taille des particules du sol fin transportées pour permettre le passage de ces particules sans piégeage : c'est la condition géométrique.

2.1.3 Suffusion

Le phénomène de suffusion se traduit par une redistribution interne des particules fines dans le sol (Bendahmane 2005). La granulométrie globale du sol ne change pas, en revanche la perméabilité diminue. Cette redistribution des particules provoque une surpression localisée en aval de l'écoulement et peut engendrer un glissement de sol. Généralement l'évolution du phénomène de suffusion est très lente, ce qui permet de la détecter et d'agir en conséquence.

Dans la littérature, plusieurs critères ont été proposés pour estimer l'initiation et le développement de l'érosion interne. Les approches sont multiples et reposent essentiellement sur l'étude granulométrique des matériaux ou sur l'évaluation du gradient hydraulique critique d'érosion.

2.1.4 Érosion régressive

L'érosion régressive concerne tout phénomène d'érosion qui se produit en un point aval et se poursuit en progressant vers l'amont. Cela se produit par l'arrachement des particules de sol, sous l'effet de la pression du fluide qui percole à travers l'ouvrage. En pied de pente, les forces de trainée liées à l'écoulement provoquent la déstabilisation de matériaux qui forment le squelette du sol. Ces matériaux sont progressivement évacués par l'écoulement, ce qui déstabilise les matériaux en amont qui sont à leur tour entrainés. Le processus perdure par augmentation des gradients hydrauliques (diminution du chemin hydraulique).

2.2 Érosion externe

L'érosion externe est la déstructuration de surface par arrachement et déplacement des particules d'un sol ou d'une roche sous l'action d'un agent extérieur naturel (eau, air, froid, chaleur, hygrométrie, gel, dessiccation etc.). Trois types d'érosion externe dues à l'eau sont essentiellement identifiables : l'érosion pluviale, l'érosion fluviale, l'érosion maritime (Pham 2008).

L'érosion externe peut être engendrée par des circulations d'eau, même peu importantes, sur la crête des ouvrages. Ceci arrive, par exemple, lorsque les ouvrages de décharge sont insuffisants pour évacuer l'eau lors d'une crue ou une inondation, provoquant alors une surverse. Lors de la surverse au dessus de la couche de la crête de l'ouvrage l'eau coule jusqu'au talus aval où l'écoulement devient torrentiel et possède un grand pouvoir érosif. Lorsque les vitesses d'écoulement sont supérieures aux limites d'arrachement. Le mécanisme d'érosion s'amorce à partir du bord aval de la pente et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Le phénomène peut durer de quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête de l'ouvrage, la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus de l'ouvrage. L'endommagement du pied de talus ou le raidissement de la pente du talus aval, conduit donc à la destruction partielle ou totale du remblai (formation d'une brèche).

3 Caractérisation de l'érosion

3.1 Caractérisation de l'érosion mécanique

L'érodabilité d'un sol est définie, dans la littérature, comme une relation entre le taux d'érosion ($\dot{\varepsilon}$, la masse de sol érodée par unité de temps et par unité de surface) et la vitesse de l'écoulement (v) proche de la surface de l'eau (Heize 1975). Cette définition n'est pas satisfaisante car la vitesse varie en intensité et en direction dans le champ d'écoulement. Autrement dit, la vitesse est nulle à l'interface fluide-solide. Une définition plus rigoureuse de l'érosion est la relation entre le taux d'érosion et la contrainte de cisaillement (τ) à l'interface eau-sol :

$$\dot{\varepsilon} = f(\tau) \qquad [1.12]$$

L'équation [1.12] représente la loi constitutive des sols vis-à-vis de l'érosion. C'est l'analogue des lois de contrainte-déformation pour des problèmes de tassement par exemple. La définition par rapport à la contrainte de cisaillement est une forme améliorée de la définition par rapport à la vitesse. Cependant, elle n'est pas complète car la contrainte de cisaillement,

d'après le mécanisme décrit à la section précédente, n'est pas la seule contrainte qui contribue à l'érosion. Une description plus complète a été proposée par Briaud (2008) :

$$\frac{\dot{\varepsilon}}{u} = \alpha\left(\frac{\tau - \tau_c}{\rho_w u^2}\right)^m + \beta\left(\frac{\Delta\tau}{\rho_w u^2}\right)^n + \delta\left(\frac{\Delta\sigma}{\rho_w u^2}\right)^p \qquad [1.13]$$

où $\dot{\varepsilon}$ est le taux d'érosion, u : la vitesse longitudinale de l'écoulement, τ : la contrainte de cisaillement hydraulique, τ_c : la contrainte critique d'érosion en deçà de laquelle l'érosion n'a pas lieu, ρ_w : la densité de l'eau, $\Delta\tau$: les fluctuations de la contrainte de cisaillement hydraulique, $\Delta\sigma$: les fluctuations de la contrainte normale hydraulique. Les autres variables sont des paramètres qui caractérisent le sol. Le modèle [1.13] reste à ce jour empirique et il n'est pas pratique de déterminer les six paramètres en jeu $(\alpha, \beta, \delta, m, n, p)$. Shan (2010) a développé un dispositif d'essai dénommé « Ex situ Scour Test Device » (ESTD) pour la mesure directe des contraintes globales de cisaillement et normales qui sera discuté dans la section suivante. Cependant, il n'existe pas encore de méthode appliquée pour la quantification des contraintes locales et les fluctuations du modèle [1.13]. C'est la raison pour laquelle nous nous basons toujours sur le modèle de Shields (1936) connu également sous le nom de la « loi d'érosion » dont la forme est :

$$\dot{\varepsilon} = k_{er}(\tau - \tau_c) \qquad [1.14]$$

avec k_{er} le coefficient d'érosion et τ_c : la contrainte critique.

Cette relation est aussi connue sous le nom de loi de Partheniades (1965) en sédimentologie.

Shields (1936) a également proposé une formule qui porte son nom et qui permet de calculer le diamètre minimal des particules pour éviter l'érosion et la contrainte de cisaillement que produit le mouvement des particules. Il faut noter que Hjulström (1935) cité par Briaud (2008) avait proposé une telle courbe pour les sols granulaires et les sols fins. Cependant, ses recommandations pour les sols fins se sont avérées trop simples (Briaud 2008).

3.2 Caractérisation de la dispersion

Le processus de dispersion des sols est connu comme la mise en suspension des particules colloïdales individuelles d'argiles dans l'eau sans mouvement. Le potentiel d'un sol à se disperser est très largement interprétée dans la littérature comme une sensibilité à l'érosion (Aitchison et al. 1963 ; Rallings 1966 ; Ingles 1968 ; Sherard 1976 ; ASTM D4647, (2006)e1 ; ASTM D6572 (2006) ; ASTM D4221 (2011)). La mise en suspension des particules autrement dit la diminution de la taille des agglomérats de particules argileuse peut faciliter leur mobilité ou colmater un chemin préférentiel d'écoulement. En conséquence, il

n'existe pas de corrélation directe entre la dispersivité et l'érodabilité. Pourtant, la dispersion est souvent reconnue comme une cause d'arrachement des particules dans l'érosion interne (Blais 2004).

Le dispersivité des sols est étroitement liée à la nature des argiles qu'ils contiennent et leur réactivité face à l'eau. Pour mieux expliquer la perturbation qui apparaît à l'intérieur de la microstructure argileuse et qui favorise la dispersion des particules, quatre mécanismes distincts interviennent dans l'érosion par dispersion : l'hydratation, la désaération, le gonflement et finalement la dispersion proprement dite (Holmgren et Flanangan, 1977).

L'hydratation et la désaération sont les premiers processus physiques qui conduisent à la désintégration d'un grumeau de sol non saturé, qui est constitué par un assemblage de particules. L'assemblage est détruit violemment quand l'eau moléculaire arrive à sa position d'équilibre, du point de vue énergétique, à la surface des particules. De plus, si le front d'hydratation pénètre à l'intérieur du sol, l'air subit une compression qui engendre une pression. Les deux processus, hydratation et désaération, continuent jusqu'au moment où l'argile est complètement mouillée et que toutes les bulles d'air se sont échappées (sol complètement saturé). Le matériau qui en résulte perd sa structure initiale. Ces processus sont généralement très rapides, habituellement ils durent quelques minutes là où le sol est effectivement en contact avec l'eau.

Le gonflement et la désagrégation constituent la deuxième étape du phénomène de destruction d'un sol par dispersion. Le gonflement apparaît lorsque la concentration ionique à l'intérieur de la phase solide (matrice de sol) est plus grande que celle de la solution qui l'entoure (liquide d'érosion). Autrement dit, les micelles argileuses étant entourées d'un essaim d'ions retenus par attraction électrostatique, il existe une différence de concentration en électrolytes entre la solution et le voisinage immédiat des particules. L'eau a, par conséquent, tendance à réagir en vue d'une égalisation des concentrations. Il se produit en quelque sorte une pénétration de l'eau dans les pores, ce qui se traduit par une pression osmotique plus élevée, qui provoque la dilatation de la masse de sol.

La concentration ionique dans la solution interstitielle du sol a deux origines : l'existence de sels libres (ions non liés électrostatiquement à des micelles d'argile) dans l'eau interstitielle et l'existence d'ions neutralisés par les charges électriques localisées à l'intérieur des particules. Le gonflement développé par les sels libres diminue au fur et à mesure que ces sels sont lavés par l'action de l'eau (dissolution). Les ions liés ne peuvent pas être libérés par diffusion. Par conséquent, les particules de sol retiennent de l'eau et des sels. Le sol s'imprègne d'eau et gonfle, les particules se séparent progressivement et les forces d'attraction diminuent en intensité. Le résultat de ce processus est la fissuration de la masse solide.

La dispersion proprement dite se produit lorsque le processus de relâchement des particules est suffisamment grand pour produire un fort déplacement relatif entre les particules

(feuillets) constituant le sol. Selon le comportement observé on qualifiera cette dispersion comme une défloculation ou une dissolution.

4 Corrélation des paramètres mécaniques sur le mécanisme d'érosion

La résistance des sols face à l'érosion varie de façon significative d'un sol à l'autre. Cette différence est à la fois fonction de la nature de sol et de son état. En conséquence, de nombreux paramètres influencent la sensibilité du sol à l'érosion. Il est raisonnable de présumer qu'une corrélation puisse exister entre l'érodabilité et les paramètres classiques de mécanique des sols comme : la densité du sol, la teneur en eau, l'indice de plasticité, la résistance au cisaillement, l'indice des vides, le potentiel de retrait-gonflement, la granulométrie, la fraction argileuse, le type d'argile, la capacité d'échange cationique, le ratio d'absorption du sodium le pH du sol ainsi que la température, la salinité de l'eau, et le pH de l'eau etc. Cependant, l'érodabilité n'est pas une valeur intrinsèque du sol mais une fonction de comportement comme détaillée dans la section 3. Plusieurs dispositifs ont été conçus pour quantifier directement l'érodabilité des sols. Ces dispositifs seront brièvement décrits dans la section 5 de ce chapitre. Il n'est ainsi possible que la corrélation soit entre des éléments de la fonction d'érosion et des paramètres en question. Prenons l'exemple de la contrainte critique d'érosion décrite ci-avant, plusieurs études ont échoué à trouver des corrélations entre des paramètres classiques et résistance à l'érosion mesurée avec un appareillage donné (Cao et al. 2002). La Figure I.10 illustre la dispersivité de ces résultats notamment entre la résistance au cisaillement non drainée (résistance interne du solide) et la contrainte critique de l'érosion (résistance de l'interface liquide-solide).

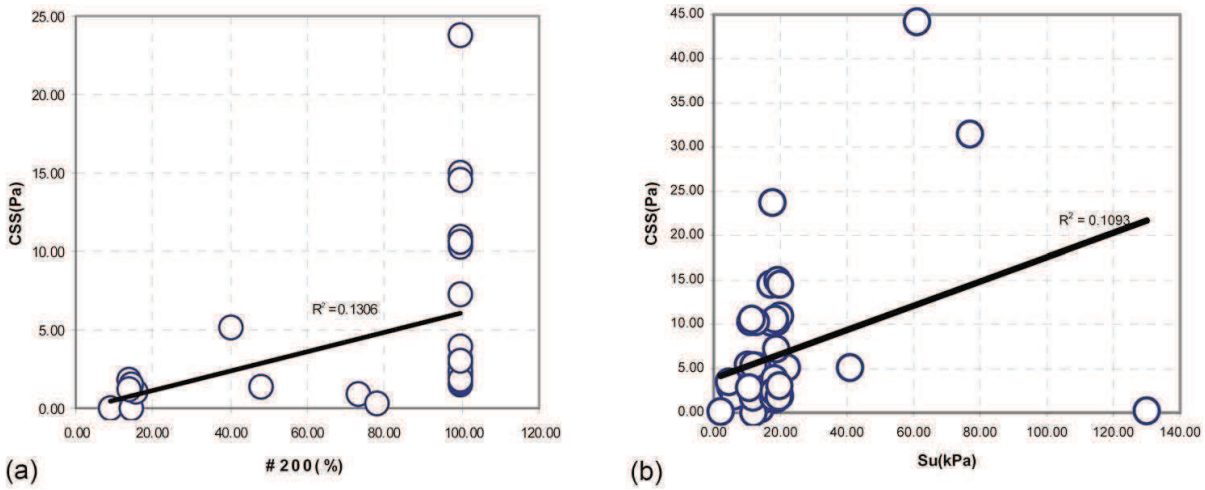


Figure I.10 – Tentative de corrélation entre la contrainte critique d'érosion (CSS) et (a) le pourcentage du sol passant le tamis n°200 (0.075 mm) et (b) la résistance au cisaillement non drainée (source Cao et al. 2002).

Par conséquent, il est nécessaire de quantifier le comportement érosif des sols « à proprement dit » au travers des outils de mesure et des modèles interprétation dédiés (Briaud et al. 2001).

5 Dispositifs expérimentaux

Afin de qualifier ou quantifier les différents aspects des processus érosifs, il existe de nombreuses études effectuées à l'aide des dispositifs qui reproduisent l'érosion de façon simplifiée. Ces dispositifs permettent de mesurer avec plus ou moins d'hypothèses d'interprétation les modifications des caractéristiques géométriques et les sollicitations par le fluide. Il existe plusieurs différences fondamentales entre les dispositifs d'essai. Par exemple, ils peuvent produire directement une contrainte horizontale sur l'interface du sol (HET cf. 5.2.1) ou indirectement par un courant d'eau vertical (JET cf. 5.3.2), les essais peuvent être réalisés sur le terrain ou au laboratoire, les mesures peuvent être réalisées d'une façon continue ou discontinue selon des pas de temps déterminés etc. (Jerez Loaiza 2011). Les mesures peuvent être également effectuées de façon directe ou indirecte.

Dans le cadre de ce travail, quatre catégories principales sont proposées afin de classer ces méthodes d'essai selon le phénomène reproduit :

- Essais à l'échelle de l'ouvrage.
- Essais d'érosion interne.
    - Essais d'érosion d'interface à l'intérieur de la masse de sol (érosion de conduit).
    - Essais de suffusion.
    - Essais d'érosion de contact.
    - Essais d'érosion régressive.
- Essais d'érosion externe.
- Essais de dispersion.

5.1 Essais à l'échelle de l'ouvrage

Dans ce type d'essai, le phénomène est reproduit à grande échelle, voire à l'échelle 1/1, d'une manière bien contrôlée. L'ouvrage expérimental est instrumenté pour effectuer des mesures les plus complètes possibles car le coût de l'instrumentation n'est proportionnellement pas

très élevé par rapport au coût de mise en place de l'ouvrage expérimental et de la réalisation de l'essai. Les mesures peuvent être locales comme les mesures de température et de déplacements ou globales comme le débit de franchissement, le temps de la rupture etc. La cinétique du phénomène est évaluée à partir des mesures effectuées en fonction du temps. La sollicitation hydraulique sur l'ouvrage est également appliquée par la hauteur d'eau en amont.

Toutes les grandeurs intéressantes dans le cadre d'une étude d'ingénierie sont définies. Ils constituent des bases de données importante pour les modélisations numériques d'ouvrages. Une mesure des grandeurs au cours du temps est disponible à la différence des ruptures en milieu naturel où premièrement les données ne sont pas aussi complètes et deuxièmement les mesures ne sont effectuées qu'avant et après l'incident.

À titre d'exemple le site expérimental de IJkdijk situé à Booneschans aux Pays-Bas est utilisé entre autres, pour la mise au point de différents types de capteurs destinés à des systèmes d'alerte de rupture de digues (Figure I.11a). Les résultats acquis montrent que les mesures de température et de pression interstitielle dans des couches sensibles à l'érosion interne peuvent être très efficaces pour la détection de l'érosion interne dans une phase initiale de rupture (de Vries et al. 2010).

Un autre exemple de ce type d'essais est le montage expérimental au laboratoire d'Hydraulique de la Compagnie Nationale du Rhône à Lyon (Figure I.11b). Béguin (2012) a effectué des expérimentations sur le cas d'une digue homogène en limon sur une fondation en gravier (configuration classique des digues du Rhône et du Rhin) afin de quantifier la vitesse critique de l'écoulement pour l'érosion de contact et étudier notamment l'effet d'échelle. Il a également observé l'évolution de la rupture comme l'initiation de l'instabilité à l'amont de l'interface, puis sa progression vers l'aval. Il a été notamment constaté que l'initiation et la progression du conduit d'érosion pouvaient être précisément détectées par des mesures de déformation par fibre optique au sein de l'ouvrage, et cela plus d'une dizaine d'heures avant la rupture. Par contre, la détection par des mesures de température et des mesures de résistivité s'est avérée moins nette. Enfin, les vitesses critiques obtenues sont semblables à celles trouvées en laboratoire : aucun effet d'échelle significatif n'a été identifié.

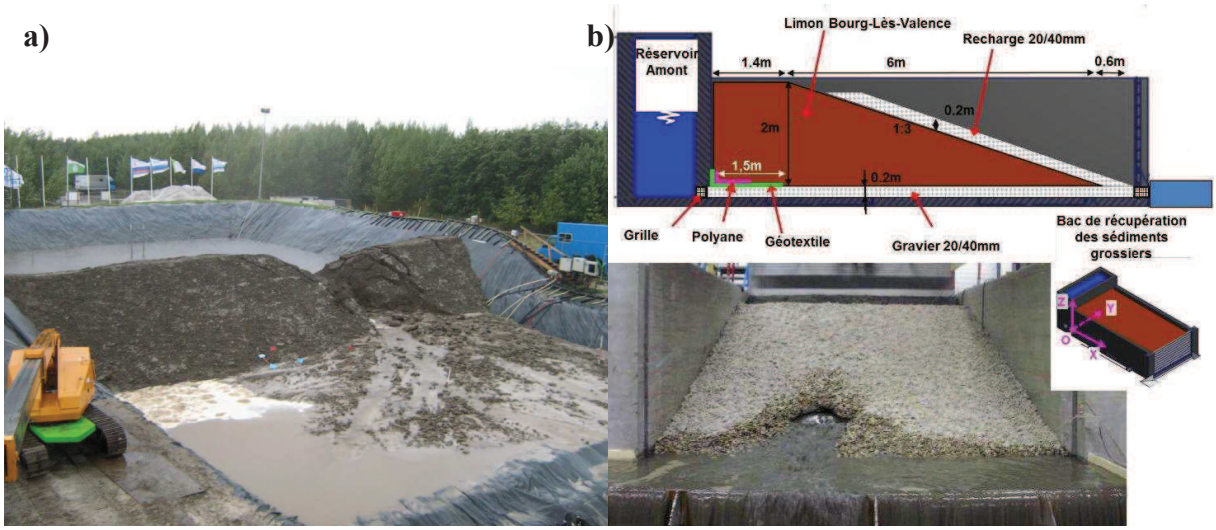


Figure I.11 – Ouvrages expérimentaux pour des essais d'érosion interne à grande échelle a) exemple de d'essai IJkdijk juste après la rupture (source de Vries et al. 2010) b) schéma d'ouvrage expérimental et exemple de rupture au laboratoire d'Hydraulique de la Compagnie Nationale du Rhône à Lyon (source Béguin 2012).

Par ailleurs, il existe deux inconvénients principaux à ce type d'essais. Premièrement, le coût et le temps de la mise en œuvre sont très importants. Deuxièmement, les mesures peuvent ne pas communiquer des paramètres directs pour caractériser le phénomène. Il est aussi difficile de maîtriser les conditions environnementales (débit, météorologie). Enfin, le respect de conditions de sécurité adaptées par rapport à ce type de manipulation est incontournable. Ces contraintes expliquent le faible nombre d'essais réalisés à ce jour. Par ailleurs, pour un certain nombre de campagnes d'essais décrites dans la littérature, nous pouvons regretter l'absence d'instrumentation au cœur du massif, ce qui ne facilite pas la simulation des essais.

5.2 Essais d'érosion interne

Ce type d'essais est développé pour reproduire, de façon simplifiée, l'érosion interne. Comme précédemment évoqué, le terme « érosion interne » regroupe différents phénomènes qui se produisent à l'intérieur d'un ouvrage en terre et concerne l'arrachement et le transport de la matière solide. Cela explique les différentes approches pour reproduire le phénomène au laboratoire. Ces essais peuvent se regrouper selon trois catégories.

- Des essais qui reproduisent l'érosion déclenchée par un écoulement préférentiel au sein de l'ouvrage par exemple une fissure ou une discontinuité crée par la présence d'un matériau de nature différent (câble, tuyau etc.) :
    - Essais d'érosion de trou ou « Hole Erosion Test, HET »,
    - « Flow Pump Test ».

- Des essais reproduisant l'érosion sans interface distincte avec le fluide et dans un volume élémentaire représentatif.
    - « Flow Pump Test »,
    - « Triaxial Erosion Test ».
- Des essais qui reproduisent l'érosion à l'interface de deux matériaux différents comme l'interface du noyau d'un barrage en terre avec un matériau filtre ou un ouvrage de protection avec sa fondation :
    - Dispositif expérimental de l'érosion de contact.

5.2.1 Essai d'érosion de trou « Hole Erosion Test » (HET)

Ce type d'essai consiste à faire circuler un écoulement dans un trou préformé de l'échantillon à l'instar du « pinhole test » (cf. 5.4.2.1) avec cependant un suivi instrumenté de l'essai. Grâce aux paramètres mesurés et estimés tels que le débit, le gradient hydraulique et l'évolution du diamètre du trou, la contrainte de cisaillement et le taux d'érosion peuvent être estimés. La Figure I.12 montre un schéma d'appareillage de Hole Erosion Test (HET) développé par Wan et Fell (2002).

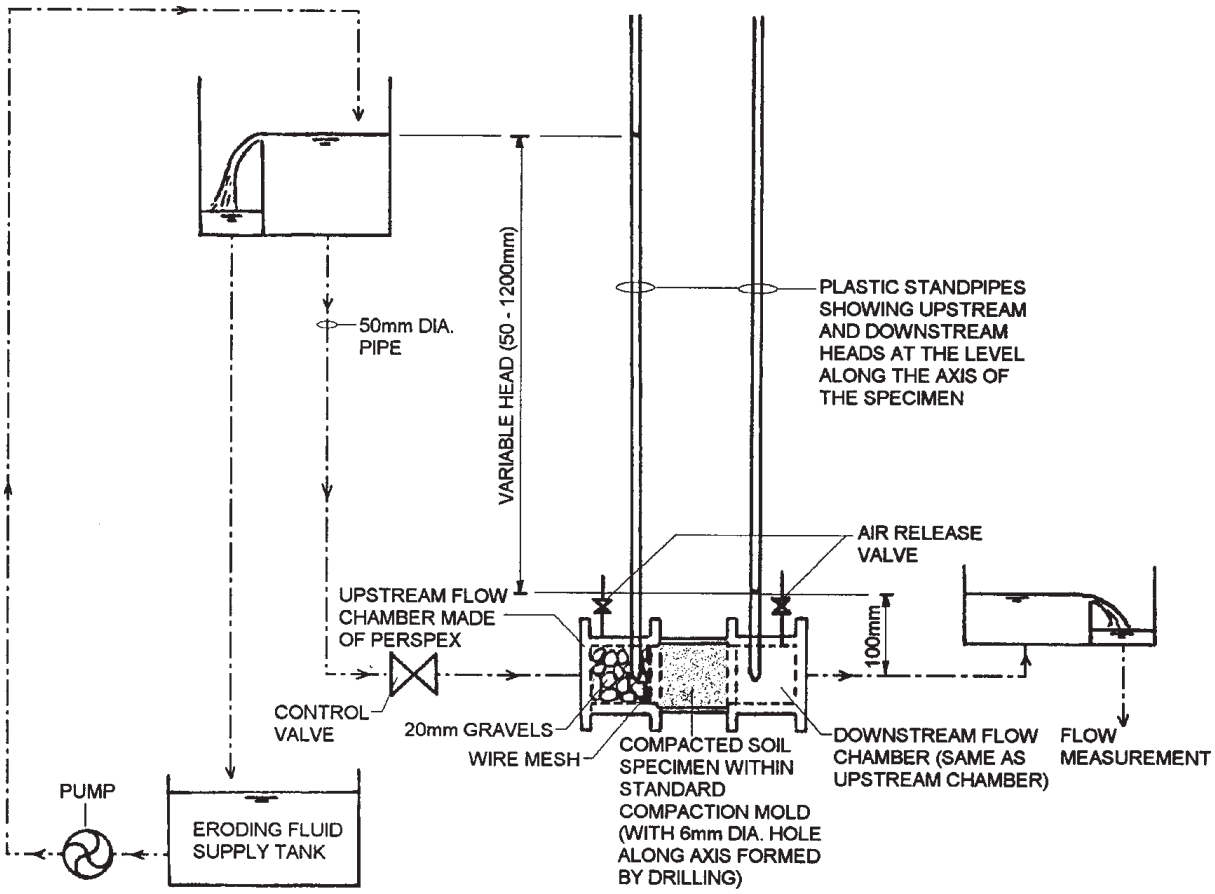


Figure I.12 – Schéma du dispositif expérimental « Hole Erosion Test » (source Wan et Fell, 2002).

Wan et Fell (2004) ont travaillé sur les matériaux du noyau des barrages. Leur étude portait sur la résistance à l'érosion de 14 types de matériaux constitutifs du noyau des barrages. Un « indice du taux d'érosion » a été introduit pour classifier la résistance à l'érosion. Une méthode simple a été proposée pour estimer la vraisemblance de l'érosion interne et du renard dans les barrages en terre. Cependant le choix fait pour estimer la contrainte de cisaillement critique est discutable. Ce point est discuté plus en détails à la section 3.1.

5.2.2 « Flow Pump Test »

Ce terme est employé par Reddi et al. (2000) pour des essais de comparaison de l'érosion interne et l'érosion de surface. Le principe d'essai consiste à faire passer de l'eau soit à l'intérieur du réseau des pores d'une éprouvette placée dans un perméamètre de laboratoire soit à l'intérieur d'un trou percé au milieu d'un éprouvette de sol comme dans l'essai d'érosion de trou. En revanche, le gradient hydraulique est généré par une pompe d'où le nom d'essai. La pompe est programmée pour augmenter linéairement le débit de 0 à 200ml/min durant 15 minutes. La masse du sol érodé est quantifiée à l'aide d'un turbidimètre et la contrainte de cisaillement comme décrit dans la section 1.2.2.

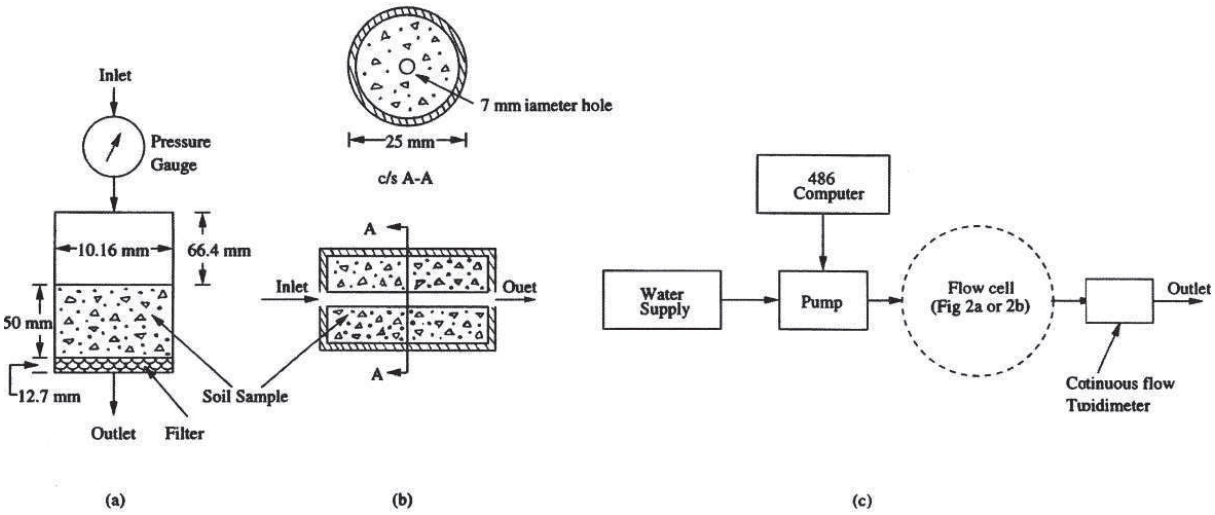


Figure I.13 – Schéma du dispositif expérimental de « Flow Pump Test » a) cellule d'essai d'érosion interne b) cellule d'essai pour l'érosion de surface (conduite) c) schéma du montage expérimental (source Reddi et al. 2000).

Les essais effectués sur une texture de sol reconstitué (mélange de 70% de sable d'Ottawa et 30% de kaolinite) ont révélé une différence d'environ 1000 fois entre la contrainte de cisaillement critique interne et externe du sol. La différence est similaire entre les coefficients d'érosion. Les auteurs interprètent cet écart par le rebouchage et la redéposition possibles des particules de sol érodées dans le réseau des pores.

5.2.3 « Triaxial Erosion Test »

Ce dispositif est un montage modifié de l'appareil triaxial classique. Il permet de solliciter hydrauliquement et mécaniquement des éprouvettes de sol afin d'étudier la suffusion dans un volume généralement homogène. Il offre ainsi la possibilité de maîtriser le confinement pendant un essai tout en évitant l'apparition d'écoulements parasites autour des éprouvettes.

Sanchez et al. (1983) ont mené des essais sur les matériaux de cinq barrages en terre grâce à l'appareil triaxial d'érosion afin de calculer la contrainte de cisaillement et le taux d'érosion. Ils ont trouvé que la teneur en eau a une influence plus importante sur l'érosion d'un sol limoneux que sur un sol de type argileux. L'augmentation de la concentration en ions dans le fluide diminue le taux d'érosion d'un sol limoneux plus significativement que dans le cas d'un sol argileux.

Bendahmane et al. (2008) ont développé une nouvelle version de l'essai pour optimiser l'injection du fluide interstitiel et la récolte de l'effluent. Pour éviter toute perturbation non contrôlée des éprouvettes reconstituées, ils ont proposé d'effectuer la saturation, la consolidation et la réalisation d'essais dans la même cellule à température et hygrométrie contrôlées. Le schéma du dispositif expérimental est illustré à la Figure I.14. Il est possible d'y exercer des sollicitations hydrauliques statiques et dynamiques avec un suivi automatisé. Comme précédemment évoqué, il existe un gradient hydraulique critique d'initiation de l'érosion par suffusion. Ces études ont mis en évidence l'existence d'un second gradient critique correspondant à une érosion interne par renard. La diminution du pourcentage d'argile et de la pression de confinement amplifie la suffusion. En revanche contrairement à la suffusion, cette deuxième phase d'érosion régressive s'intensifie si la pression de confinement est augmentée.

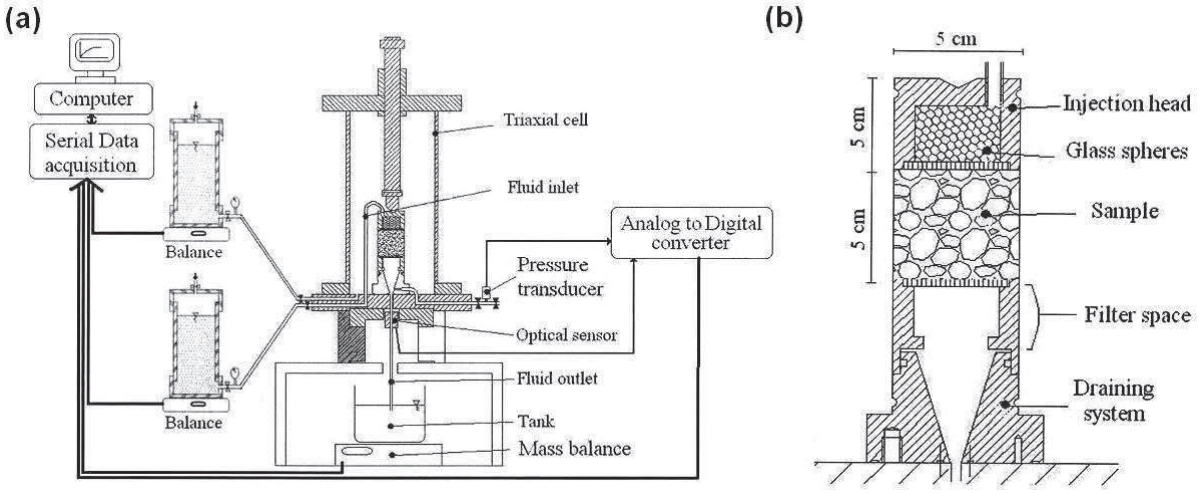


Figure I.14 – Schéma du dispositif expérimental de Triaxial Erosion Test (a) montage du dispositif (b) cellule d'essai (source Bendahmane et al. 2008).

5.2.4 Dispositif expérimental de l'érosion de contact

Ce dispositif a pour objectif d'étudier l'érosion à l'interface séparant deux matériaux différents soumis à un écoulement tangent (Guidoux et al. 2010 ; Béguin 2012). Il a été développé originellement par Ho (2007) pour étudier le comportement des dispositifs en géotextile face à l'érosion. La représentation schématique est donnée à la Figure I.15. Le sol fin et le sol grossier à étudier sont placés en deux couches horizontales de respectivement 8 et 5cm d'épaisseur dans une cellule en acier de 70×30×26,5 cm. Les limites de l'écoulement à l'entrée et à la sortie de la cellule coïncident avec la face supérieure de la couche de sol fin. Deux filtres sont disposés aux extrémités pour éviter les effets de bord. Une des faces de la cellule est munie d'une vitre permettant d'observer les phénomènes se déroulant à l'interface. Cet essai peut être influencé par un effet de bord dû à cette géométrie, notamment à cause de l'augmentation de la porosité au contact de la vitre. Une surcharge est appliquée sur la face supérieure de l'échantillon par une vessie en latex remplie d'eau ou air mis sous pression. Un système hydraulique permet de faire circuler un écoulement d'eau dans la couche de sol grossier. Le débit sortant de la cellule et la turbidité sont mesurés. Un capteur de pression différentielle mesure la perte de charge dans l'échantillon.

Ce dispositif permet de tester des conditions propices au détachement et au transport des particules. Les sols grossiers utilisés sont des filtres géométriquement ouverts pour le sol fin, ou proches du critère limite. L'écoulement généré est considéré comme majoritairement localisé dans le sol grossier. La vitesse nominale d'écoulement est simplement estimée en supposant un écoulement uniforme dans toute la section. Le débit solide en sortie de cellule est évalué par le turbidimètre. En effet, un calage préliminaire a donné une relation linéaire entre concentration de sol et turbidité. L'écoulement tangent à l'interface de deux couches de sol de granulométries différentes est généré par une différence de pression qui est mesurée par un capteur de pression différentielle. Une surcharge est appliquée sur la face supérieure de l'échantillon par une vessie en latex à air comprimé. Au cours du test, le débit sortant de la cellule et la turbidité sont mesurés avec un gradient de pression et une contrainte normale imposés.

Le protocole d'essai choisi consiste à augmenter la vitesse d'écoulement par paliers constants de 30 minutes. Plusieurs types de sols reconstitués ont été testés à l'aide de ce dispositif dans deux configurations : sol grossier au dessus du sol fin et l'inverse. Les résultats obtenus ont mis en évidence l'existence d'une vitesse critique d'initiation de l'érosion. Une relation empirique a été proposée pour exprimer cette vitesse critique de l'écoulement pour les différents mélanges. Il a été constaté que la granulométrie du sol grossier augmente la vitesse seuil quand on tend vers des diamètres plus grands. La granulométrie du sol fin semble montrer une influence du même type avec un minimum, encadré par une augmentation de la vitesse critique dans le domaine des argiles et dans celui des sables. L'évolution de l'érosion a

aussi été observée avec l'apparition de structures instationnaires au niveau de l'interface, et l'augmentation continue du taux d'érosion en fonction de la vitesse.

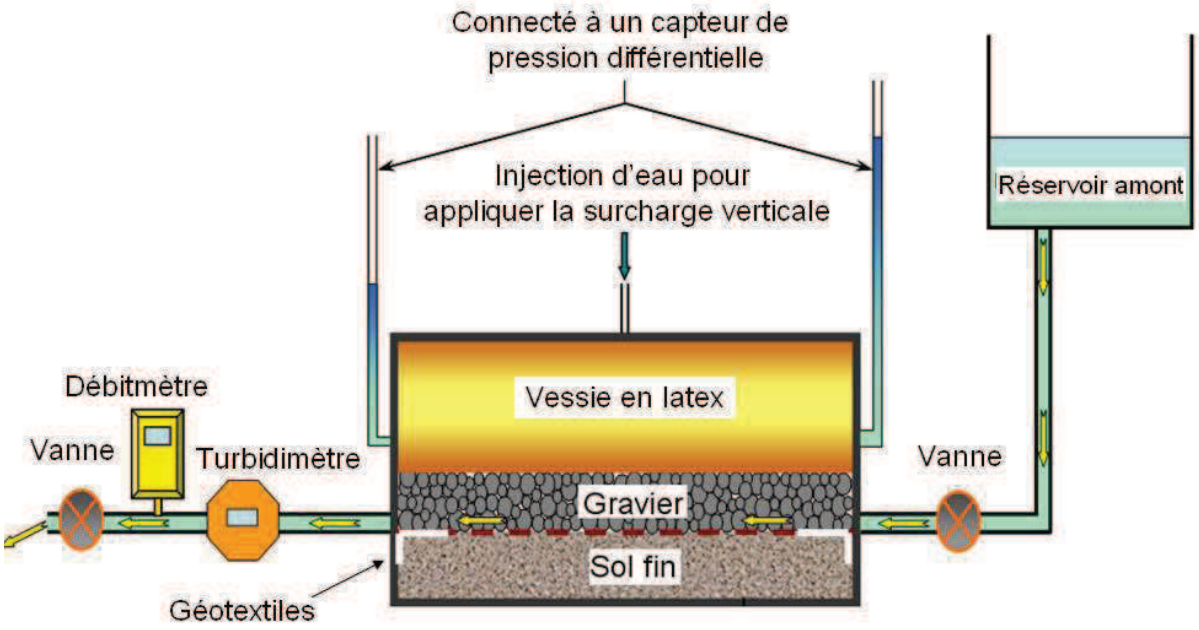


Figure I.15 – Schéma du dispositif expérimental de l'érosion de contact (source Béguin 2012)

5.3 Essais d'érosion à la surface du sol

Le principe de ces essais consiste à solliciter la surface extérieure d'une éprouvette de sol par un écoulement d'eau. Deux types d'écoulement sont générés dans les différentes méthodes d'essai pratiquées :

- Écoulements parallèles à la surface générés, en général, dans un canal (à surface libre ou en charge).

- Écoulements initialement perpendiculaires à la surface de sol qui sont, généralement, envoyés par un ou plusieurs jets d'eau ou un hélice ou bien générés en aspirant l'eau au travers d'un orifice. L'écoulement se dirige, ensuite, parallèlement à la surface.

5.3.1 Essais d'érosion en canal « Hydraulic Flume Tests »

Ce type d'essai vise à reproduire un écoulement à surface libre (gravitaire) dans un canal ou on place des éprouvettes de sol sur le fond (la surface du sol se situe au même niveau que le fond du canal. L'essai consiste à faire s'écouler un fluide sur la surface de l'échantillon pour la faire s'éroder. Le schéma de l'appareillage est montré à la Figure I.16. La force de traction est calculée par la mesure de la vitesse d'écoulement. Le taux d'érosion est défini comme la

dérivée de la courbe de la masse érodée avec le temps. La masse érodée est la différence entre la masse sèche avant et après l'essai.

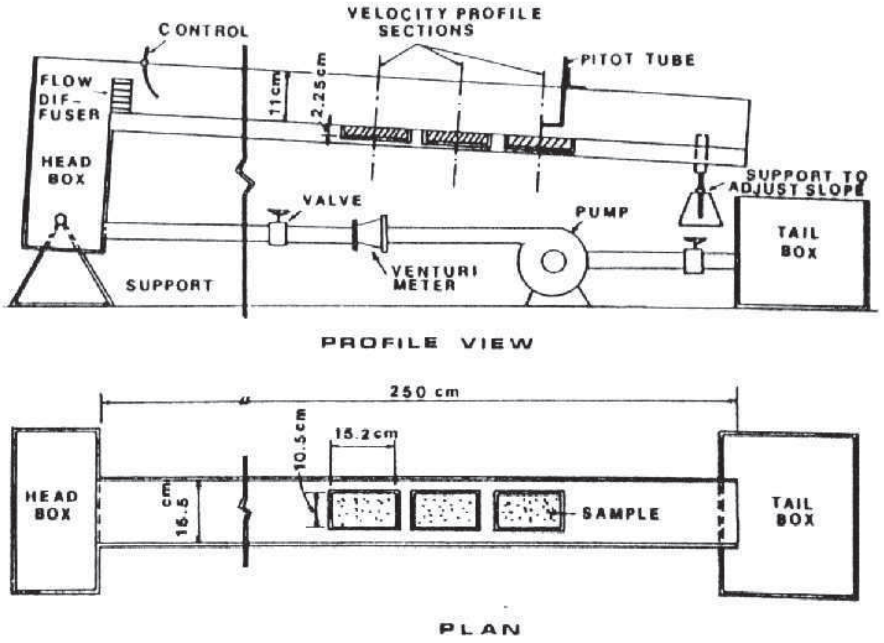


Figure I.16 – Schéma du dispositif expérimental de type canal (Shaikh et al, 1988).

Cette méthode d'essai est l'une des plus anciennes dans la mesure directe de l'érosion. Par conséquence, il existe plusieurs études effectuées à l'aide de ce dispositif, reproduit par différentes équipes.

Gibbs (1962) a réalisé des essais avec les échantillons peu perturbés provenant d'un canal, constitué de limon et d'argile de faible plasticité. Il a essayé de mettre en évidence la force de traction exercée sur le sol et de relier la résistance à l'érosion avec la plasticité, la densité, la granulométrie du sol. Il a conclu que la densité n'est pas la caractéristique qui permet de distinguer un sol résistant à l'érosion d'un sol qui ne l'est pas. La granulométrie a, par contre, une grande influence sur la résistance à l'érosion d'un sol granulaire tandis que la plasticité est la caractéristique principale qui influence la résistance à l'érosion d'un sol fin. Il a proposé une classification des sols selon leur résistance à l'érosion à partir du diagramme de Casagrande. La contrainte de cisaillement critique τ_c déterminée se situe entre les valeurs 0,72-2,87 Pa.

Lyle et Smerdon (1965) ont étudié un sol provenant du Texas à trois degrés de compactage différents. Ils ont considéré que la contrainte de cisaillement hydraulique est la force de traction qui cause une érosion notable dans le canal. Ils ont conclu que τ_c augmente avec l'indice de plasticité et diminue avec l'indice des vides. L'ordre de τ_c est de 0,96 Pa. Ils ont proposé des corrélations entre (τ_c) et l'indice de plasticité ainsi que le pourcentage d'argile. L'influence de la teneur en eau et la densité étaient négligées dans leurs analyses.

Kandiah et Arulanandan (1974) ont étudié le limon sableux de Yolo. Ils ont comparé les résultats des essais en canal avec ceux du cylindre tournant (détaillé en section 5.3.5). Ils ont trouvé que la contrainte de cisaillement critique est similaire dans les 2 essais mais que le taux d'érosion est plus faible dans le cas de l'essai en canal. Ils ont étudié l'influence de la teneur en eau sur τ_c et ont constaté une augmentation de celle-ci avec la teneur en eau.

Les travaux d'Arulanandan et Perry (1983) ont porté sur le sol des barrages sur lesquels des problèmes d'érosion sont apparus. Ils ont montré que la classification de Gibbs (1962) avec le diagramme de Casagrande n'est pas adéquate dans ce cas parce qu'elle n'a pas considéré des facteurs importants qui impactent la résistance à l'érosion comme la minéralogie de l'argile, la composition du fluide érodant et celle de l'eau des pores. Ils ont proposé une classification qui se base sur la contrainte de cisaillement critique : un sol est érodable pour $\tau_c < 0{,}4Pa$, un sol est moyennement érodable pour $0{,}4 < \tau_c < 0{,}9Pa$ et un sol est résistant à l'érosion pour $\tau_c > 0{,}9Pa$.

Shaikh et al. (1988) ont étudié l'influence du pourcentage d'argile et de la teneur en eau sur la sensibilité à l'érosion d'un sol composé de montmorillonite sodique. Ils ont conclu que le taux d'érosion est constant pendant l'essai, la relation entre le taux d'érosion et la contrainte de cisaillement est approximativement linéaire. De plus, le taux d'érosion diminue avec le pourcentage d'argile. La densité sèche n'était pas considérée dans leurs travaux.

Leurs conclusions sont que le taux d'érosion n'est pas très influencé par la teneur en eau et qu'un sol non dispersif peut être plus érodable qu'un sol dispersif à l'état non saturé. Cette étude a été poursuivie par Bradford et Blanchar (1999) qui ont mis en relation directe le pourcentage et la nature de l'argile avec le taux d'érosion.

La limite principale de cet essai est l'écoulement à surface libre avec lequel il est difficile de générer des contraintes de cisaillement élevées. De plus la mesure de l'érosion ne se réalise qu'à la fin de l'essai. En conséquence, d'autres méthodes d'essais basées sur le même principe sont proposées afin de solliciter le sol à des contraintes de cisaillement qui existent dans la pratique avec, en plus, la possibilité de mesurer l'érosion en continu durant l'essai.

5.3.1.1 « Erosion Function Apparatus » (EFA)

Ce dispositif expérimental a été développé pour étudier des échantillons peu perturbés prélevés sur site (par des carottiers de type Shelby) notamment au niveau des pieds de piles d'un pont afin de caractériser les matériaux face au phénomène d'affouillement et ainsi d'évaluer les risques de rupture des ouvrages existants. Il a été conçu par Briaud et al. (2001) et est présenté sur la Figure I.17. L'érosion se produit à la surface d'une éprouvette cylindrique dont une hauteur de 1 mm dépasse de la base du canal. Lors des essais, la vitesse d'écoulement et le temps nécessaire pour éroder 1mm de hauteur d'échantillon sont enregistrés. La contrainte de cisaillement est calculée à partir de la vitesse d'écoulement et du

coefficient de frottement, déterminé par le graphique de Moody utilisant la rugosité absolue et le nombre de Reynolds.

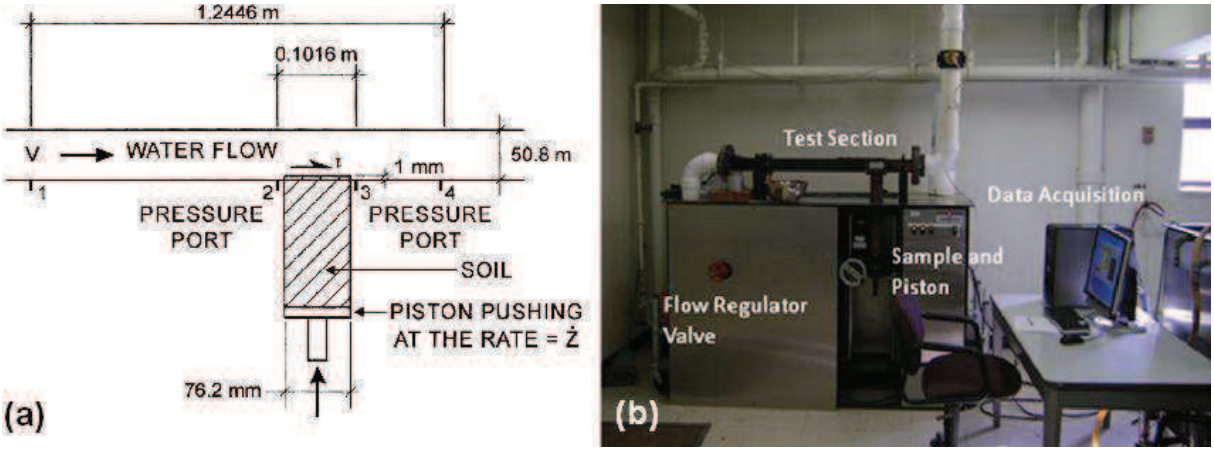


Figure I.17 – Schéma du dispositif expérimental d'EFA (a) Schéma conceptuel de l'éprouvette dans le dispositif (b) montage au laboratoire (source Briaud et al. 2012).

Pour chaque vitesse, le taux d'érosion est mesuré en enregistrant le déplacement du piston poussant l'échantillon vers le haut et en divisant par le temps d'écoulement. Le taux d'érosion est mesuré à des vitesses différentes. Point par point la loi d'érosion est tracée. À partir des résultats obtenus sur plusieurs études effectuées à l'aide de ce dispositif Briaud (2008) a proposé 6 catégories de sensibilité à l'érosion. Il a été conclu que plus la contrainte de cisaillement critique du sol est élevée, plus son taux d'érosion est faible.

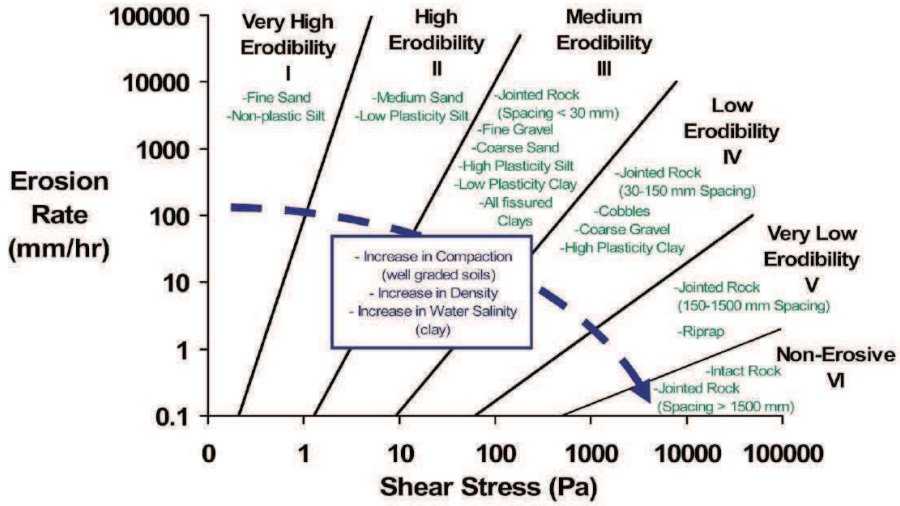


Figure I.18 – Classification de l'érodabilité des sols et des roches par EFA (source Briaud 2008)

5.3.1.2 « Ex situ Erosion Test Device » (ESTD)

L'« Ex situ Erosion Test Device » ou ESTD est un dispositif d'essai développé au Turner-Fairbank Highway Research Center de la Federal Highway Administration en 2008 pour mesurer l'érodabilité des sols cohésifs (Shan 2010). L'appareillage est conçu pour reproduire

un écoulement maîtrisé analogue à un écoulement en surface libre au fond d'un fleuve ou d'un canal et notamment destiné à caractériser les matériaux de support des fondations de ponts.

Une représentation schématique du dispositif est illustrée dans la Figure I.19. À la suite de nombreuses mesures par vélocimétrie par imagerie de particules (PIV), cet écoulement est reproduit à l'aide d'une pompe qui génère une différence de charge hydraulique entre le réservoir amont et celui d'aval associé à une ceinture crantée qui entraîne l'eau dans la direction de l'écoulement. La convergence et la divergence du canal sont également adaptées. Un nid d'abeille est mis en place avant l'entrée du canal pour réduire les vortex. Ceci est la troisième version (et la dernière à l'heure actuelle) du dispositif. La superposition des écoulements générés par la pompe et la ceinture reproduit de façon satisfaisante la loi logarithmique d'écoulements en surface libre au fond d'un courant profond.

Une éprouvette de sol cylindrique de 63,5 mm (2,5 in) de diamètre est mise en place dans le réceptacle dédié du canal. Un mouvement vertical peut être imposé via l'opérateur par un moteur de façon à garder le niveau supérieur de l'éprouvette au niveau du fond du canal au cours de l'essai.

Les sollicitations hydrauliques sont mesurées au niveau de l'éprouvette (Figure I.19) à l'aide de deux capteurs de force dont un mesure l'effort global de cisaillement et l'autre l'effort normal exercé sur l'éprouvette.

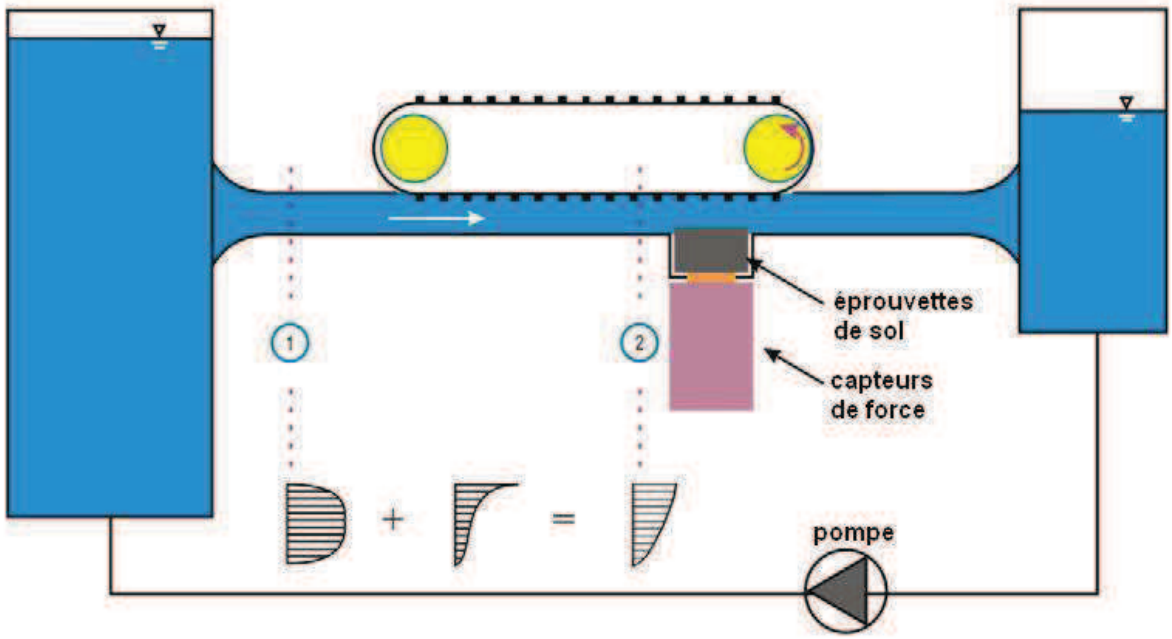


Figure I.19 – Schéma du dispositif expérimental l'« Ex situ Erosion Test Device ».

Les éprouvettes testées, représentatives des matériaux du fond de canal ou de rivière, ont alors une teneur en eau très importante avec un fort degré de saturation. Pour effectuer l'essai, l'éprouvette est d'abord recouverte d'une plaque en plastique transparent qui sera retirée une fois la ceinture de propulsion mise en place et le canal rempli d'eau. Par conséquent, l'inconvénient principal de cette méthode pour être appliquée dans les ouvrages en terre est le manque de maitrise sur la durée pendant laquelle l'éprouvette de sol est en contact avec l'eau avant le lancement de l'essai, ce qui rend difficile d'effectuer les essais sur des éprouvettes non saturées.

5.3.1.3 « In Situ Erosion Flume » (ISEF)

Tous les dispositifs d'essai en canal présentés jusqu'ici proposent des essai en laboratoire sur des éprouvettes reconstituées ou prélevées (peu perturbées). Le dispositif *in situ* d'essai d'érosion en canal développé par Houwing et al. 1998 est conçu pour étudier les sédiments de fonds fluviaux en place notamment dans les estuaires soumis aux effets de marnage.

Cet appareil est constitué d'un canal rectangulaire de 1,8 m de long avec un système de recirculation généré par une pompe comme le montre la Figure I.20. Il a une longueur ouverte de 0,9 m (longueur de sollicitation du sol) dans laquelle l'érosion a lieu et un volume total de 100 litres. La contrainte de cisaillement s'évalue théoriquement à partir des vitesses d'écoulement, le dispositif ayant étalonné au laboratoire sur des kaolinites. En revanche, aucun résultat *in situ* n'est actuellement publié. Ils recommandent également de mesurer des fluctuations de vitesse et de contrainte de cisaillement dans la région proche du lit à l'aide d'un laser–doppler ou un compteur de vitesse à film chaud (« hot-film vélocity meter ») de laboratoire. Cela peut conduire à une description plus précise de la contrainte de cisaillement exercée sur le lit.

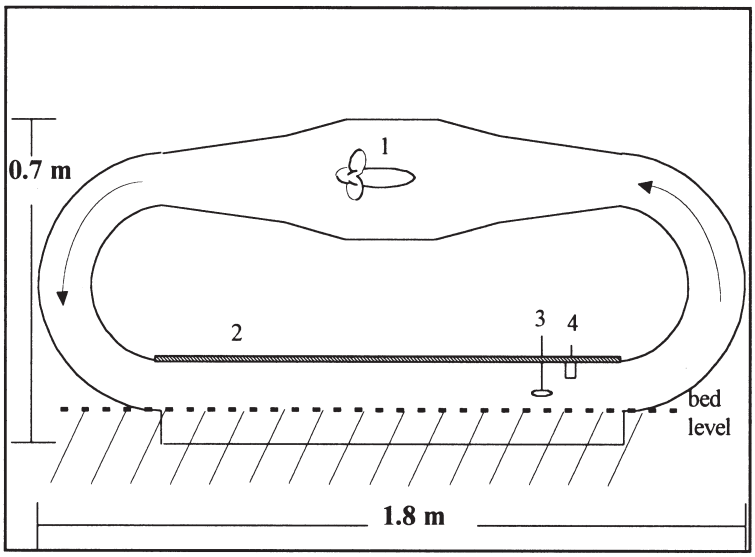


Figure I.20 – Schéma du dispositif expérimental de l'« In Situ Erosion Flume ». (1) Pompe, (2) Veine d'essai,(3) courantomètre électromagnétique, (4) Turbidimètre (source Houwing et al. 1998).

5.3.2 Essais d'érosion par jet d'eau

Une façon très simple de générer un courant d'eau pour éroder la surface du sol est par un écoulement perpendiculaire à la surface qui rend les essais facilement applicables sur le terrain. La technologie de découpe par jet d'eau des sols remonte aux années 60 avec les recherches menées par des compagnies mettant en place les câbles transocéaniques. Celles-ci souhaitaient découper efficacement les sols pour enfouir les câbles à l'abri des chaluts. Afin de développer cette technologie, de nombreuses études ont été réalisées pour exploiter au mieux le pouvoir d'érosion de l'eau pour créer la tranchée recevant le câble (Mellor 1972 ; Sundaram et Liu 1978 ; Rockwell 1981 ; Atmatzidis et Ferrin 1983 ; Machin, 2000 ; Dabbagh et al. 2002)

Des recherches plus spécifiquement dédiées à l'érosion ont démarré dans les années 80 et des essais d'érosion au moyen de jet ont été mis au point pour étudier le phénomène d'érosion de surface du sol à la suite des travaux de Moore et Masch (1962). Dans ces essais, la surface du sol est attaquée par des jets d'eau perpendiculairement à la surface. Lors d'essais de ce type, Moore et Masch (1962) avaient mesuré la résistance à l'érosion du sol en mesurant la perte de masse du sol toutes les 10 minutes et en estimant la moyenne de la profondeur de lessivage. Ils ont trouvé que la profondeur de lessivage varie en fonction de quelques paramètres tels que la distance entre le jet et le sol, le diamètre du jet, la vitesse de l'injection, le temps. Ils ont remarqué que ce type d'appareillage est approprié pour mesurer la résistance relative au lessivage.

5.3.2.1 L'érodimètre à jet mobile (« Mobile Jets Erosion Test, MoJET »)

Le schéma de l'érodimètre à jet mobile LCPC est daté de 1983 (Hénensal, 1983). L'objectif était de disposer d'un appareil d'étude de l'érosion hydrique essayant de faire intervenir à la fois l'impact des gouttes de pluie et le transport par ruissellement. Une première version de l'appareil a été fabriquée en 1984 et testée en 1985. De forme rectangulaire (52×100×270 mm), il comportait 7 gicleurs démontables disposés régulièrement et un réservoir (Figure I.21).

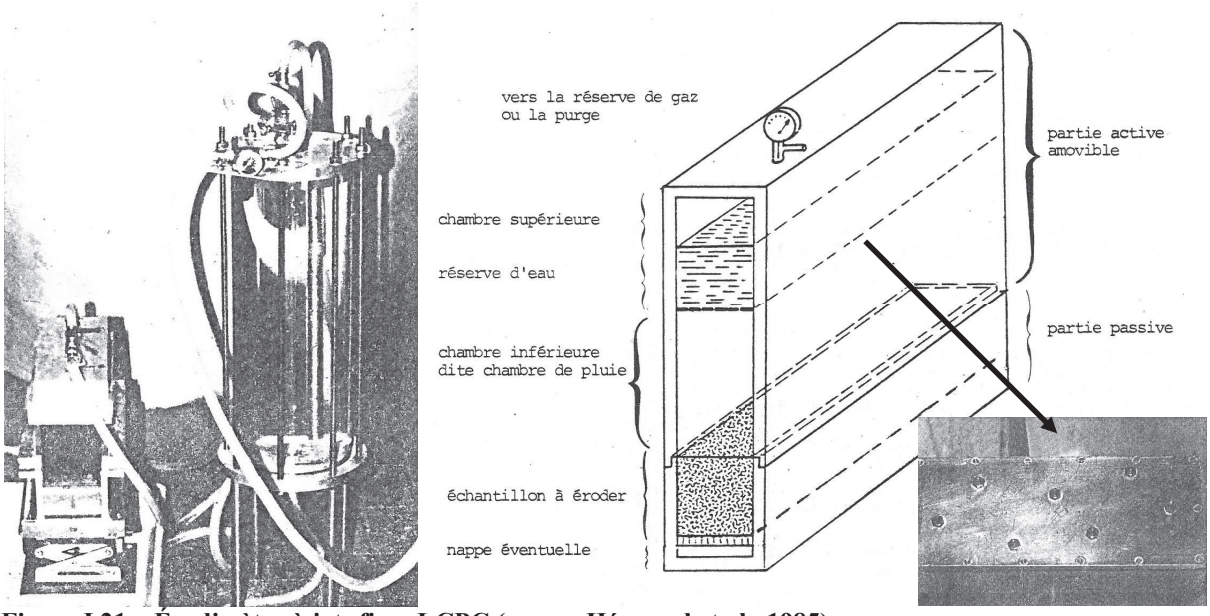


Figure I.21 – Érodimètre à jets fixes LCPC (source Hénensal et al., 1985).

Toutefois l'appareil étant statique, Hénensal constate que l'érosion se fait principalement en profondeur et non superficiellement et que si le déplacement longitudinal de l'érodeur à la main est possible, il est dépendant de l'opérateur. Un nouveau prototype est alors envisagé avec un mouvement circulaire continu permettant des jets :

- d'utiliser un moule Proctor modifié traditionnel,
- de réaliser plus facilement les éprouvettes,
- d'exécuter l'essai automatiquement.

Ce nouveau prototype réalisé en 1986 comporte trois éléments (Figure I.22) :

- un mécanisme entraîné par un moteur et commandant un bras arroseur tournant à environ 4 tours par minute,
- une chambre de pluie,
- un moule porte éprouvette ou, *in situ*, une trousse coupante pour pénétrer légèrement dans le sol.

Il se différencie donc par la mise en rotation de la partie mécanique active projetant, à partir de gicleurs, six jets d'eau identiques d'où son nom d'érodimètre à jets mobiles. L'ensemble est complété par une source de pression et une batterie actionnant l'appareil et loge dans une boîte de transport pour se déplacer sur site.

La sensibilité à l'érosion est mesurée à partir de la masse érodée de sol par l'action des jets d'eau injectés à la pression constante de 1 bar (100 kPa) pendant une minute. Hénensal a proposé une classification de la sensibilité à l'érosion pour les matériaux à partir de la masse sèche érodée.

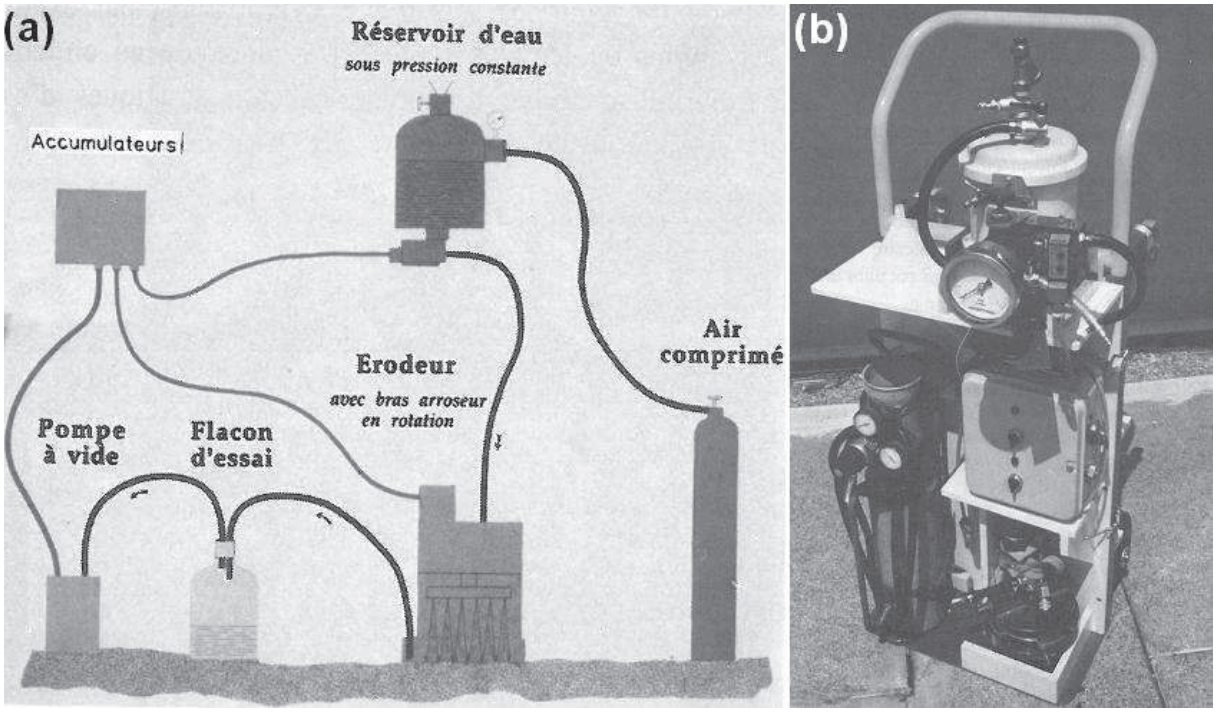


Figure I.22 – Schéma du dispositif expérimental (a) et prototype (b) de l'érodimètre à jets mobiles LCPC (source Hénensal et al., 1987)

Cet essai présente la possibilité d'être réalisable au laboratoire sur des éprouvettes de sol compactées et de façon *in situ* sur la surface d'un ouvrage en terre (Figure I.23). Les travaux de Hénensal et Duchatel (1990) ont porté sur la sensibilité à l'érosion de différents types du sol. Ils ont étudié l'influence de la pente, du compactage, du produit de traitement sur la résistance à l'érosion. Ces travaux avaient pour objectif de corréler la sensibilité à l'érosion externe du sol à des paramètres mesurables en laboratoire tels que la valeur au bleu de méthylène, l'activité, la texture et la pente etc. (Hénensal et Duchatel, 1990 ; Hénensal, 1993)

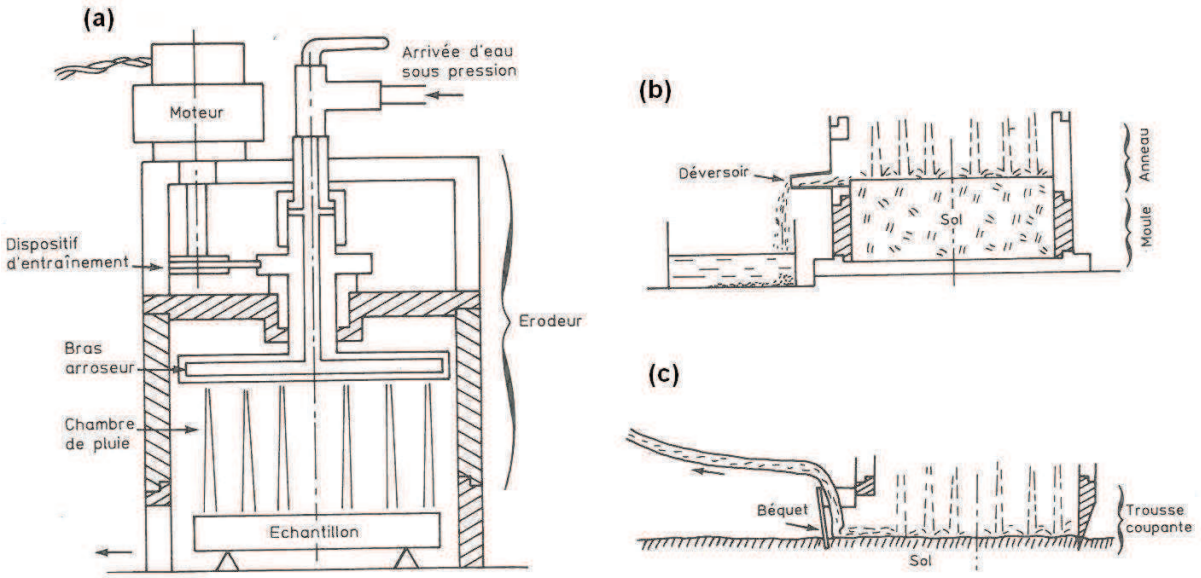


Figure I.23 – Schéma de l'érodeur de l'érodimètre à jets mobiles LCPC (a) schéma de l'érodeur (b) configuration d'essai au laboratoire sur un moule Proctor (c) configuration *in situ* sur la surface de l'ouvrage (source Henensal et al., 1990).

5.3.2.2 « Jet Erosion Test » (JET)

Un érodimètre à jet central fixe a été développé en 1985 par le service de Fort Worth du Ministère de l'Agriculture des États-unis d'Amérique (USDA) (REMR, 1985). Le protocole expérimental consiste à envoyer un jet sous une pression de 140 kPa et de mesurer le volume de sol érodé toute les 5 minutes et ce, pendant 30 minutes. Ensuite les courbes de volume érodé en fonction du temps sont tracées.

En 1990, Hanson de l'Agricultural Research Service (ARS) du même ministère a proposé un appareillage au principe identique mais disposant d'une chambre fermée, l'a breveté en 1993 et fait normaliser en 1995 (Hanson, 1992 ; 1993 ; Hanson et Cook, 2004 ; ASTM D5852 2007).

Le schéma du dispositif d'essai est présenté à la Figure I.24. La géométrie de l'appareil de l'ARS est assez similaire à celui du LCPC. La chambre dans laquelle se passe le phénomène d'érosion est submergée par l'eau *a contrario* de celui du LCPC où l'évacuation est au niveau de la partie plane de l'éprouvette le sol n'étant recouvert que d'une pellicule d'eau (Hénensal et Duchatel, 1990).

a) b)

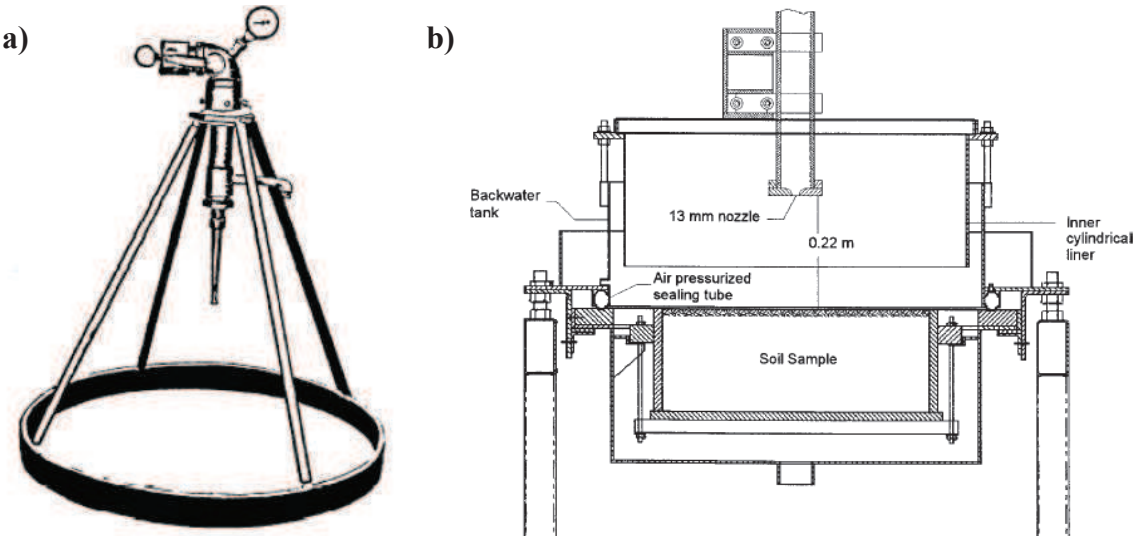


Figure I.24 – Schéma des dispositifs expérimentaux de « Jet Erosion Test » (JET) (a) JET non immergé (REMR, 1985) et (b) JET immergé ARS (Hanson, 1992)

Hanson (1991, 1992) a étudié le lessivage de sols cohésifs et non cohésifs. Il a fait l'hypothèse que le pic de la contrainte de cisaillement le long de la frontière du sol immergé $\tau_{om}(Pa)$ est uniquement fonction de la vitesse du jet $U_o(cm/s)$ à la buse :

$$\tau_c = 0{,}0014 \times U_o^{1,5}$$

La profondeur maximale du lessivage (D_S) était mesurée au cours du temps. Il a déterminé une relation empirique :

$$\frac{D_S}{t} = J_i U_o \left(\frac{t}{t_1}\right)^{-0,931}$$

où J_i est le « Jet Index » (Indice de jet) et t_1 le temps de référence égal à 1 s.

Le « Jet Index » est relié au coefficient d'érosion par la formule : $k_{er} = 0{,}003 e^{385 J_i}$. Cette équation indique que plus J_i est élevé, plus k_{er} (k_d dans la Figure I.25) est élevé et moins le sol est résistant à l'érosion.

Hanson a conclu que le « Jet Index » J_i peut être utilisé pour exprimer la résistance à l'érosion du sol dans les conditions de l'expérience.

Hanson et Robinson (1993) ont comparé la résistance à l'érosion d'un même sol ayant subi différents modes de compactage ou présentant des densités sèches ou des teneurs en eau différentes. A une teneur en eau donnée, la résistance à l'érosion du sol croît avec l'augmentation de la densité sèche. A une densité sèche donnée, la résistance à l'érosion du sol croît avec l'augmentation de la teneur en eau. Et à une teneur en eau et densité sèche

donnée, la résistance à l'érosion du sol ne diffère pas selon le mode de compactage dynamique ou statique appliqué.

Plus tard, Hanson et Simon (2001) ont proposé une classification sur la base des valeurs obtenues pour le coefficient d'érosion et la contrainte de cisaillement critique (Figure I.25). Cependant, le coefficient d'érosion et la contrainte critique obtenus par cette méthode sont largement différents de ceux obtenus par les autres dispositifs de mesure (HET par exemple).

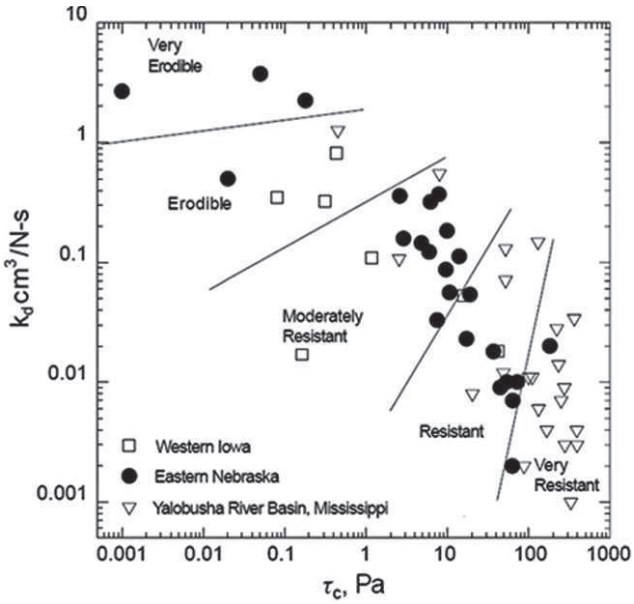


Figure I.25 – Classification l'érodabilité des sols par le JET (source Hanson et Simon 2001).

Dans l'objectif de rapprocher les différentes classifications et d'unifier les catégories de sensibilité de sol à l'érosion. Regazzoni (2009) a proposé une interprétation sur la base de l'énergie dissipée par l'érosion $(E_{érosion})$. Des essais réalisés sur des matériaux identiques à l'aide des deux dispositifs de JET et HET (section 5.2.1) sont interprétés selon l'indice suivant :

$$I_\alpha = -\log\left(\frac{Masse\ sèche\ érodée}{E_{érosion}}\right)$$

Cette méthode donne des indices I_α relativement similaires pour les essais HET et les essais JET sur différents types de matériaux testés. Six catégories de sensibilité à l'érosion sont ainsi proposées de « très érodable » à « très résistante » (Marot et al. 2011). La Figure I.26 présente ces catégories ainsi que la gamme d'essais effectuée.

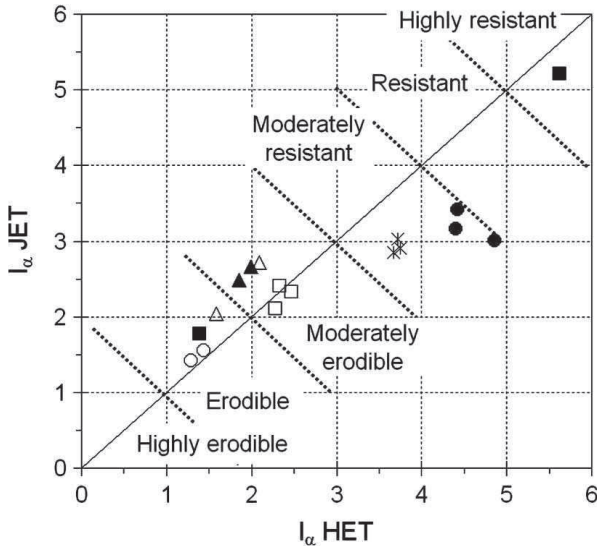


Figure I.26 – Classification de l'érodabilité des sols selon l'approche énergétique (source Marot et al. 2011)

5.3.3 Simulateurs de pluie et de ruissellement

L'essai avec simulateur de pluie est plus spécifiquement adapté à l'étude de l'érosion pluviale (Warlouzel, 1999). Les planches réalisées en laboratoire permettent plus rapidement de réaliser des simulations de pluie ou ruissellement en conditions contrôlées. La planche dépasse rarement une surface de 1 m², toutefois une longueur importante permet d'observer un écoulement hypodermique mieux établi. Le simulateur de pluie sera placé plusieurs mètres au-dessus de la planche. Ce simulateur doit fournir une pluie constituée de gouttes (Figure I.27).

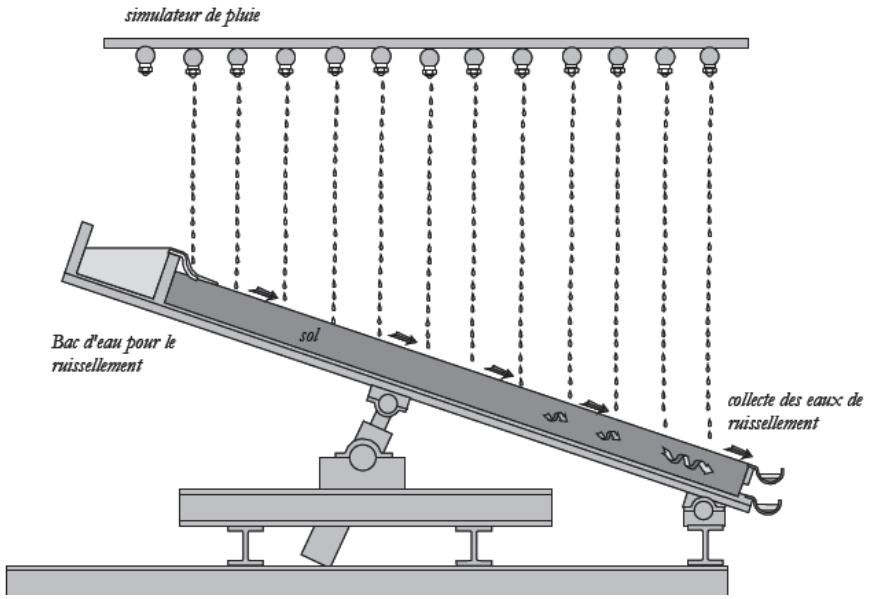


Figure I.27 – Schéma du dispositif expérimental de simulateur de pluie (source Warlouzel, 1999).

Le laboratoire permet plus facilement d'appliquer des critères d'acceptation qualitatifs. Il est plus facile de recueillir les eaux de ruissellement dans un réceptacle totalisateur et de mesurer le volume solide érodé. Les mêmes mesures qu'*in situ* sont effectuées à l'aide de débitmètres et de fûts : pluviométrie, ruissellement, matière solide érodée.

Toutefois, ces essais sont critiquables sur plusieurs points : la distribution temporelle variable est remplacée par une pluie constante, la pluie reconstituée ne présente qu'un taille de goutte alors que la pluie est naturellement étalée.

5.3.4 « Pocket Erodometer Test » (PET)

Le « Pocket Erodometer Test » ou le PET, développé par Briaud et al. 2012, est un essai très simple et peu onéreux qui fournit une estimation rapide de l'érodabilité d'un sol sur le terrain ou en laboratoire. Il n'est, cependant, pas un substitut aux dispositifs classiques de mesure.

L'essai consiste en un pistolet à eau dont la vitesse d'écoulement se détermine et la force d'opérateur se calibre par la distance parcourue en aspergeant horizontalement à une hauteur donnée (Figure I.28a). Le résultat du PET est la profondeur d'érosion en millimètres sur la surface d'un échantillon soumis à 20 impulsions à jet à une vitesse de 8 m/s à intervalles d'une seconde avec une buse d'environ 0,5mm de diamètre. Les résultats de la PET sont comparés avec les résultats des tests de l'EFA pour plusieurs échantillons. Ces comparaisons sont utilisées pour définir des catégories d'érosion sur la base du résultat de l'EFA (Figure I.28b).

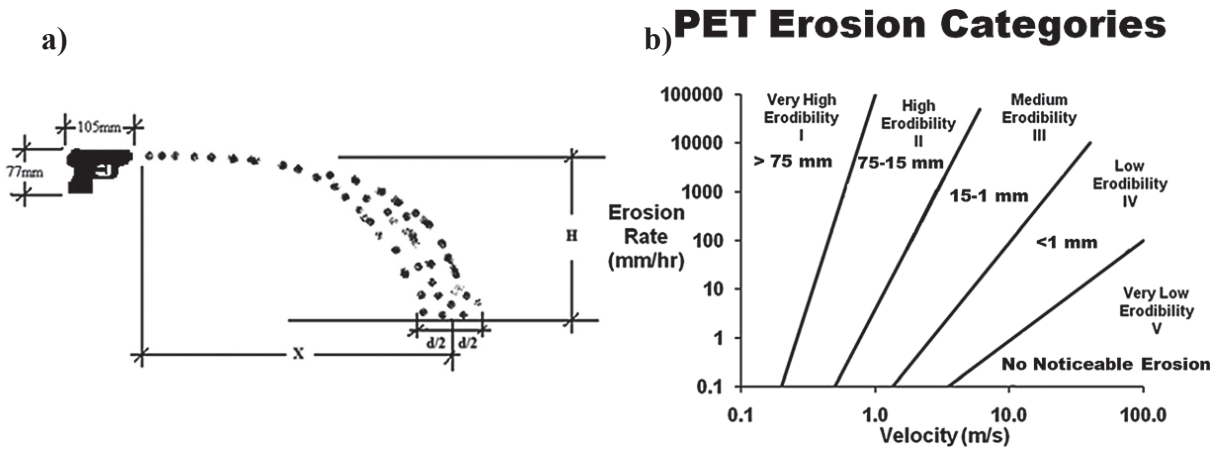


Figure I.28 – a) Schéma de la calibration du dispositif de « Pocket Erodometer Test » et b) classification des résultats d'essais selon les catégories d'EFA (source Briaud et al. 2012).

5.3.5 « Rotating Cylinder Test »

Initialement proposé par Moore et Masch (1962), le dispositif de « Rotating cylinder test » est identique à celui d'un rhéomètre classique. L'essai consiste à mettre en rotation le cylindre extérieur en maintenant fixe le cylindre intérieur dont la surface est constituée de l'échantillon de sol. Ceci génère un écoulement de Poiseuille entre les deux surfaces cylindriques. Ainsi,

l'eau va se mettre à tourner autour du cylindre de sol et générer de l'érosion. À l'origine, l'essai d'érosion par cylindre tournant (Kandiah et Arulanandan, 1974 ; Arulanandan et al., 1975 ; Arulanandan et al., 1980 ; Arulanandan et Perry, 1983) a été développé seulement pour les sols reconstitués. Il ne peut pas mesurer précisément la contrainte de cisaillement parce que l'évolution des propriétés du fluide environnant (la viscosité, la turbulence) n'est pas considérée. Le taux d'érosion n'est pas mesuré précisément (on mesure la différence de masse du sol sec avant et après érosion au lieu de mesurer la masse de sol érodé). Plus tard, avec l'amélioration de l'appareillage (Chapuis et Gatien, 1986), cet essai a permis de réaliser des expériences sur des sols intacts et des sols reconstitués. Ensuite dans la version améliorée par Lim et Khalili (2009), l'effort hydraulique est déterminé, on mesure le couple appliqué sur le cylindre de sol et pour quantifier l'érosion induite, on arrête périodiquement l'essai et l'on mesure la masse perdue. Cette version est également contrôlée de façon automatique (Figure I.29).

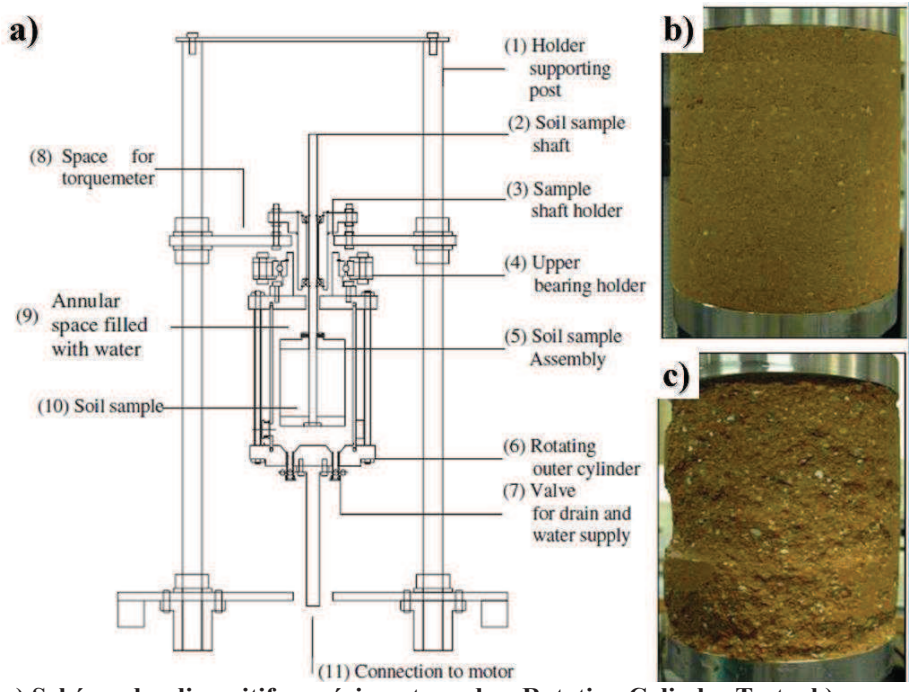


Figure I.29 – a) Schéma des dispositifs expérimentaux de « Rotating Cylinder Test » b) exemple d'éprouvette de sol avant l'essai c) après l'essai (source Lim et Khalili 2009).

5.4 Essais de caractérisation de dispersion

La dispersion, *i.e.* la mise en suspension des particules colloïdales d'argiles dans l'eau sans mouvement, se détermine au travers d'essais simples car aucune sollicitation mécanique n'est nécessaire. Ces essais sont, pour la plupart, normalisés et largement appliqués dans la pratique. Par conséquent, il existe des bases de données très riches de résultats pour ces essais (à l'exemple de ASTM STP623). En revanche, l'application de ces essais est limitée à certains types de sols et les résultats, majoritairement qualitatifs, doivent toujours être interprétés avec prudence.

5.4.1 Essai sédimentométrique en parallèle (« Double Hydrometer Test »)

L'idée de l'essai du « Double Hydrometer Test » a été donnée par Volk en 1937 mais c'est en 1972 que la première procédure d'essai est présentée par Sherard. L'essai a été normalisé sous le nom ASTM D4221 en 1999 (révisée en 2011). Une étude paramétrique des floculats et des précipités d'un sol dans différents liquides avec ou sans défloculants a été réalisée en 1988 au LCPC (Hénensal, 1988).

Comme sur le problème d'érosion, les études de sensibilité à la dispersion de sol montrent que la fraction des particules fines a un rôle significatif. L'idée de la méthode est ainsi de comparer la tendance des particules fines d'un sol à sédimenter respectivement dans l'eau distillée sans agitation mécanique (sédimentation normale) et dans une solution défloculante avec agitation mécanique (sédimentation dispersée). La différence entre ces deux types de sédimentation montre la tendance à la dispersion naturelle du sol examiné.

La méthode d'essai consiste à déterminer le pourcentage de particules de sol de diamètre inférieur à 5 µm dans deux suspensions identiques (5 µm était considéré comme la limite supérieure de la taille des particules d'argile à l'époque où la méthode a été rédigée). Une des suspensions est dispersée par agitation mécanique (à 1000 tours par minute) avec un défloculant (hexamétaphosphate de sodium) et l'autre est dispersée sans défloculant et juste avec une agitation manuelle sans agitateur mécanique. Le rapport est alors calculé selon la formule ci-dessous.

$$\%D = \frac{\%\,fines < 5\mu m\ sans\ dispersant}{\%\,fines < 5\mu m\ avec\ dispersant} \times 100\% = \frac{A}{B} \times 100\%$$

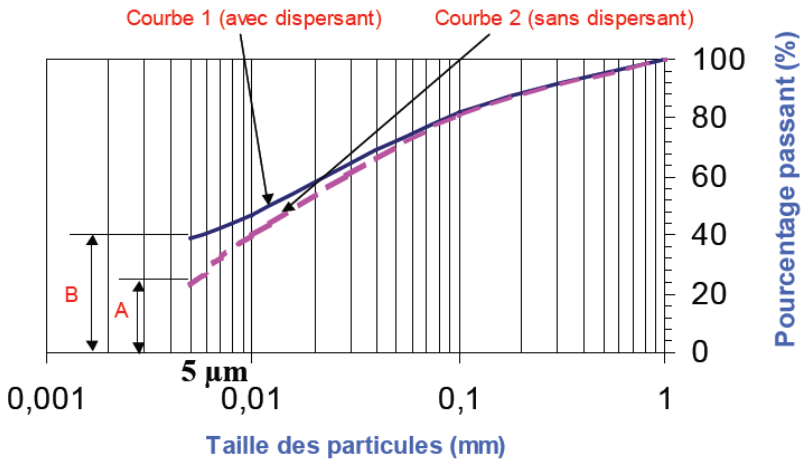


Figure I.30 – Résultats typiques du « Double Hydrometer Test ».

Si D est proche de 100%, le sol est complètement dispersif, autrement dit, l'argile déflocule naturellement dans l'eau. En revanche, si D est très faible (proche de zéro) le matériau est non dispersif, c'est-à-dire que l'argile reste floculée en condition normale (sans agent dispersant et sans agitation mécanique) dans l'eau.

Sherard et al. (1976) ont proposé de classifier des sols en trois catégories selon D :

- $D < 30\%$ non dispersif.
- $30\% < D < 60\%$ peu dispersif.
- $D > 60\%$ dispersif.

Selon Decker et Dunnigan (1977), le Double Hydrometer Test reste fiable à seulement 85% environ pour identifier des sols dispersifs (D>30%) par rapport aux deux autres essais « Crumb Test » et « Pinhole Test ». Il faut donc interpréter les résultats de cet essai avec précaution.

5.4.2 Essai d'émiettage ou « Crumb Test »

Le « Crumb Test » est un essai pour mesurer la dispersion du sol. Il a été développé à l'origine par Emerson en 1964, et s'intitulait alors « essai de cohésion des agrégats ». L'essai considérait alors sept catégories de dispersion pour classer les sols. Sherard et al. (1977) ont simplifié l'essai en combinant certaines catégories pour limiter leur nombre à 4. L'essai a ensuite fait l'objet de la norme ASTM D6572-00.

Le « Crumb test » consiste à immerger un cube de sol remanié de petite taille (15 mm de côté) dans un volume d'eau distillée beaucoup plus important (250 ml). L'échantillon est posé sur le fond d'un récipient cylindrique, à côté du bord. La tendance des particules du sol à se disperser en suspension colloïdale est estimée par observation du nuage formé à 2 minutes, 1 heure et 6 heures. Selon le degré de turbidité du nuage, le sol est classé dans un des quatre niveaux de dispersion suivants (Figure I.31) :

Niveau 1 – Non dispersif : il ne se produit pas de réaction entre le sol et l'eau. Le sol se désagrège, diffuse et déborde mais aucune turbidité n'est observée autour de l'échantillon. Toutes les particules sédimentent pendant la première heure.

Niveau 2 – Intermédiaire : il se produit une réaction légère avec la formation d'une suspension colloïdale de faible turbidité. Il s'agit d'un niveau intermédiaire : si le nuage de suspension est visible facilement, le sol est classé dans le niveau 3. Si le nuage n'apparaît que dans une zone restreinte, le sol est classé dans le niveau 1.

Niveau 3 – Dispersif : il se produit une réaction modérée. Le nuage de suspension colloïdale est facilement observable autour de l'interface entre le sol et l'eau. Le nuage peut s'étendre jusqu'à 10 mm de l'échantillon.

Niveau 4 – Très dispersif : il se produit une réaction forte. Un nuage dense de suspension colloïdale est observé sur toute la surface du fond du récipient. Quelques fois, il peut

s'étendre de manière telle qu'il n'est plus possible de distinguer l'interface entre l'échantillon et la suspension colloïdale.

Le Crumb Test est un essai très simple et aisément reproductible. Il donne une bonne et rapide indication sur la dispersion de l'argile. L'essai n'est pas coûteux, il ne demande pas des appareils complexes et il peut être utilisé dans n'importe quel laboratoire ainsi que sur site.

Cependant comme l'essai se base sur l'observation, l'indication donnée est qualitative. Les résultats dépendent en effet de la couleur de l'argile, de la lumière dans le laboratoire mais aussi de l'opérateur. Une autre limite du « Crumb Test » vient du fait que cet essai n'est applicable qu'aux sols dont l'indice de plasticité est supérieure à 8.

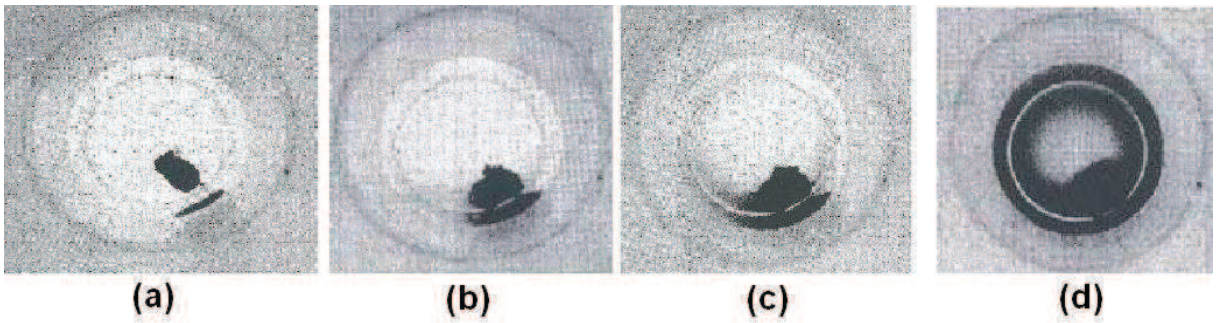


Figure I.31 – Essais typiques de « Crumb test », a) niveau 1 : non dispersif, b) niveau 2 : intermédiaire, c) niveau 3 : dispersif, d) niveau 4 : très dispersif (source ASTM D6572-00).

5.4.2.1 « Minicrumb Test Arrays »

Afin de pouvoir étudier une large plage de configuration Holmgren et Flanagan (1977) ont proposé de réaliser des « Crumb Test » à l'échelle réduite et de comparer les images après 2 heures d'insertion des « miettes » de sol dans l'eau (Figure I.32). Les récipients utilisés contiennent 3 ml d'eau avec des propriétés physico-chimiques différentes et un échantillon de sol d'environ 2 mm de diamètre.

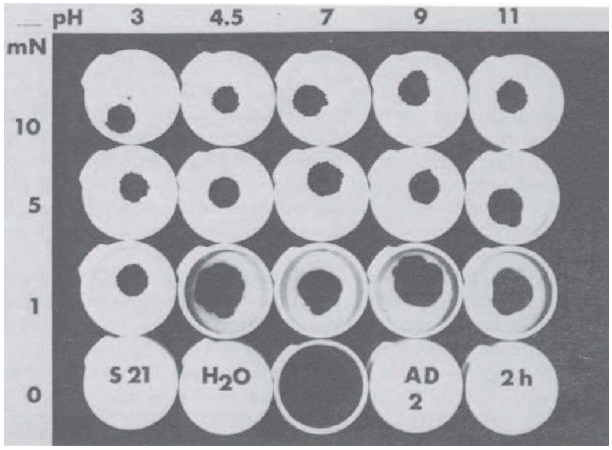


Figure I.32 – Exemple d'essai de « Minicrumb Test Arrays » pour des échantillons séchés à l'air (les lignes correspondent aux différentes concentrations et les colonnes aux différents pH), (source Holmgren et Flanagan 1977)

Ils ont classé les comportements selon les images acquises en quatre catégories : 1) pas de changement 2) effondré 3) fracturé 4) dispersé (le sol couvre entièrement le fond du récipient).

5.4.2.2 Nouvel essai d'émiettage

Afin d'améliorer les mesures et les rendre plus répétables, Pham et al. (2008) ont mis au point un appareillage qui permet de mesurer le gonflement et l'affaissement d'un échantillon de sol au cours du temps (Figure I.33). Un palpeur est utilisé pour mesurer le gonflement ou l'affaissement du sol tandis qu'une cible positionnée au fond du récipient sert à mesurer l'élargissement de l'échantillon de sol au cours de sa désagrégation. Cette cible permet d'évaluer le diamètre de l'échantillon à sa base. La méthode de préparation des 'échantillons a également été améliorée. Au lieu des échantillons cubiques préparés à la main, le sol est compacté statiquement dans un moule cylindrique.

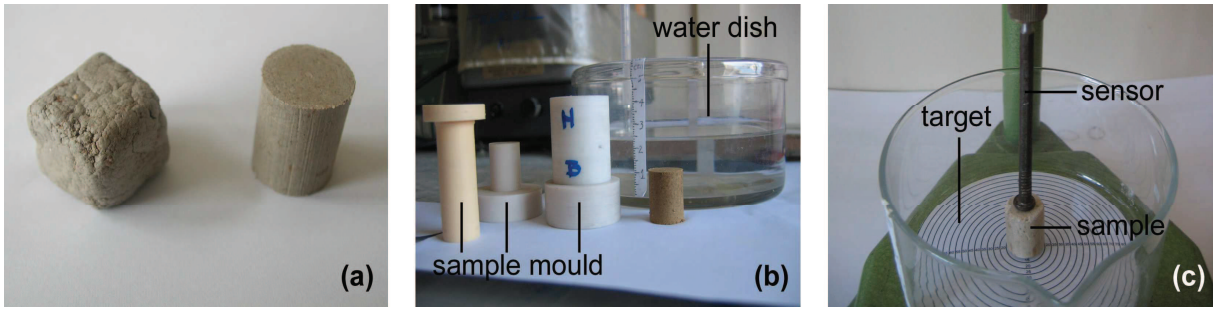


Figure I.33 – Nouvel essai d'émiettage (a) échantillons classique et nouveau (b) moule de compactage et récipient d'eau (c) palpeur mécanique et fond gradué (source Pham et al. 2008).

Les mesures s'effectuent de manière régulière à plusieurs moments pour donner l'évolution du sol au cours du processus de dispersion. Les paramètres mesurés sont : la hauteur du gonflement ou gonflement/affaissement de l'échantillon et son rayon d'élargissement. Les mesures sont notées à 30 secondes, 1, 2, 4, 5, 10, 20, 40, 80 minutes, 4 heures et 6 heures. La durée totale de l'essai est identique à celle du « Crumb test » original.

5.4.3 « Sand Castle Test »

Cet essai est destiné à déterminer la capacité des matériaux filtres à s'effondrer et remplir d'éventuelles fissures dans l'ouvrage (Vaughan et Soares 1982). Le principe de l'essai consiste à immerger une éprouvette de sol (matériau filtre) dans l'eau distillée (Figure I.34). Les sols seront classés selon leur temps d'effondrement.

Park (2003) a mis en œuvre cette méthode d'essai pour caractériser plusieurs textures de sol selon le protocole suivant. Le sol est compacté dans un moule (gobelet) en plastique de 261 ml dynamiquement à l'aide d'une barre métallique. L'éprouvette compactée est démoulée sur la grille et plongée délicatement dans le récipient au moyen de deux crochets. Le récipient

contient 3,75 litres (1 gallon) d'eau distillée. L'éprouvette de sol est photographiée au 0, 1, 2, 4, 8, 16, 32 et 64 minutes.

Figure I.34 – Dispositif expérimental du « Sand Castle Test » (en haut) et déroulement de l'essai (en bas) (source Park 2003).

5.4.4 « Pinhole Test »

Le « Pinhole test » est une méthode pour identifier les caractéristiques dispersives des sols argileux. Par rapport au « Crumb Test » et le « Double Hydrometer Test », le pinhole test donne les meilleures corrélations entre les résultats de l'essai et la manifestation de l'érosion dans la nature. Le dispositif est présenté sur la Figure I.35.

Cette méthode d'essai est à l'origine des nombreux essais d'érosion de conduite, présentés précédemment. En revanche, les résultats obtenus sont uniquement d'ordre qualitatif. Les mesures se basent sur la teinte de l'effluent prélevé au cours de l'essai. Il s'agit de former, à l'aide d'une aiguille de 1 mm d'épaisseur, un canal dans un échantillon d'argile, compacté à 95% de l'optimum Proctor (ASTM D1557 2009e1), et d'exercer différentes pressions d'eau à l'intérieur du canal pour simuler des écoulements internes. A la sortie du dispositif, la teinte de l'eau prélevée et le débit de sortie sont analysés. La taille du canal en fin d'essai est également mesurée. Ces données permettront de déterminer la dispersivité du sol selon la classification proposée dans la norme.

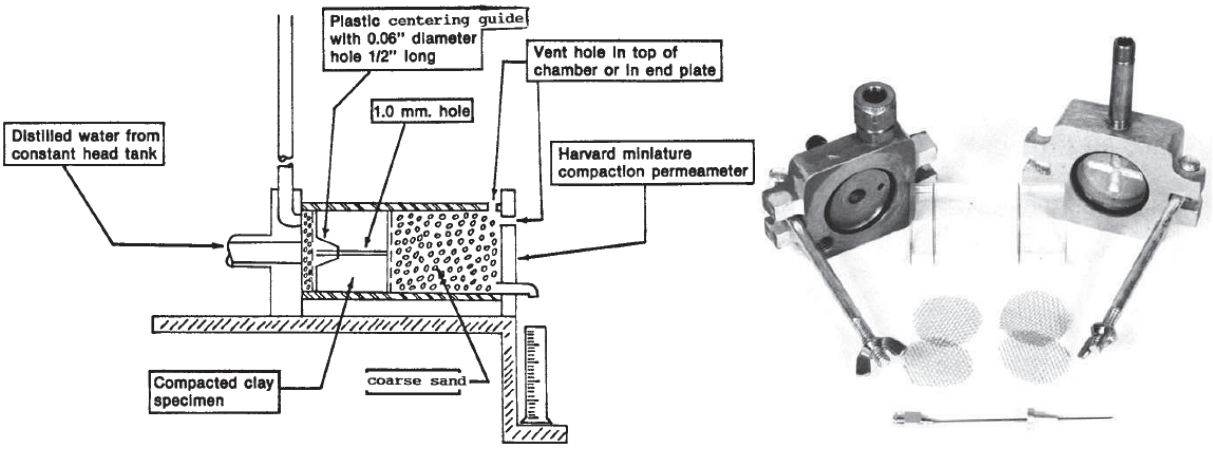


Figure I.35 – Schéma du dispositif expérimental du « Pinhole Test » (d'après ASTM D4647 2006e1).

Cette méthode présente cependant quelques limitations : la difficulté d'interprétation des résultats repose sur la difficulté d'évaluation de la section exacte du trou pendant l'essai, la couleur de l'eau à la sortie de l'essai est appréciée à l'œil nu par l'opérateur de manière qualitative et subjective. Ainsi, cette méthode n'offre pas la possibilité de caractériser l'évolution du phénomène.

6 Conclusions

L'érosion est la cause principale de la rupture d'ouvrages hydrauliques comme les digues et les barrages en terre. Elle touche également les remblais d'infrastructure de transport et les fondations de piles de ponts. Par conséquent, il est indispensable de caractériser la sensibilité des matériaux à l'érosion. Les phénomènes généralement rassemblés sous le nom d'érosion sont complexes et dépendent de plusieurs paramètres : hydrauliques, physico-chimiques, géotechniques etc. Cependant, les études effectuées afin de corréler propriétés physiques et résistance mécanique des matériaux à leur sensibilité à l'érosion ont démontré qu'il existe une très faible corrélation entre les paramètres classiques et l'érodabilité du sol. Il est ainsi nécessaire de caractériser les différents aspects des processus érosifs au travers d'essais dédiés.

Après avoir étudié les nombreux travaux réalisés à l'aide des différents dispositifs de mesures d'érosion et de dispersion dans les sols, il a été décidé de développer ou d'améliorer et d'utiliser les méthodes d'essais pratiquées à l'Ifsttar pour les rendre plus pratiques et notamment plus applicables aux ouvrages. Ces méthodes d'essais concernent trois aspects de la sensibilité à l'érosion : érosion interne (érosion de conduit), érosion de surface et potentiel de désagrégation d'une texture de sol en absence de sollicitation mécanique.

II. Chapitre 2. Caractérisation de l'érosion d'interface à l'intérieur d'un massif de sol par l'essai d'érosion de trou (HET)

L'essai d'érosion de trou « Hole Erosion Test (HET) » reproduit l'érosion autour d'un chemin d'écoulement initialement formé à l'intérieur de la masse de sol. Ceci se traduit par l'érosion d'un trou à l'intérieur d'une éprouvette de sol hydrauliquement sollicité par un écoulement généralement turbulent. Cet essai permet de trouver des grandeurs caractéristiques de l'érosion, plus particulièrement, dans une configuration interne au voisinage d'une faiblesse (un chemin d'écoulement préférentiel). Ce type d'essai peut être appliqué sur des éprouvettes de sol peu remaniées afin de caractériser la sensibilité des ouvrages face à l'érosion et la résistance de matériaux en place à la propagation des dommages une fois l'érosion initiée.

L'article « Improvement of Hole Erosion Test and Results on Reference Soils », reproduit à la fin de ce chapitre, décrit en détail le protocole d'essai et la méthode d'interprétation. Nous proposons dans ce chapitre de revenir sur le développement de l'appareillage et la réalisation d'essais peu développés dans l'article et de présenter une campagne d'essais croisés avec le « Ex Situ Erosion Test Device ».

1 Appareillage et principe des essais

Le dispositif développé à l'Ifsttar est similaire à celui développé par Wan et Fell (2002, 2004) mais présente un certain nombre de modifications destinées à le rendre plus facile d'usage et plus complet sur la mesure des paramètres d'érosion.

Le dispositif consiste en une cellule d'essai qui contient l'éprouvette de sol, un réservoir d'eau sous pression d'air, des circuits d'alimentation et d'évacuation en eau et un ensemble de capteurs ainsi qu'une centrale d'acquisition des données. Le dispositif d'essai est représenté schématiquement à la Figure II.1.

Les différents ensembles illustrés sur la figure sont :

1) Réservoir d'eau : la capacité du réservoir est de 80 litres avec la possibilité d'être alimenté en continu. Le réservoir est dimensionné pour supporter 800 kPa de pression et de l'eau fortement chargée en sel.

2) Entrée d'eau du réservoir équipée d'un flotteur qui évite le trop plein et permet de maintenir une quantité limitée d'air, pour des raisons de sécurité et par limiter le temps de réglage de la pression d'essai.

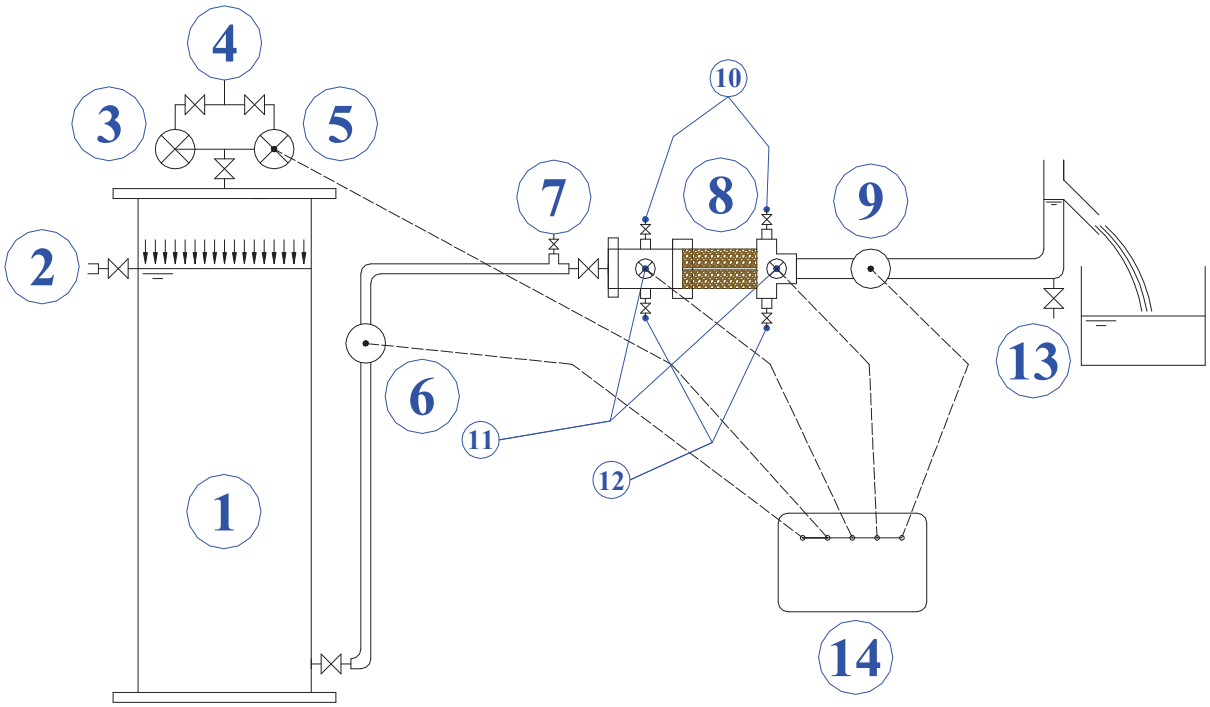


Figure II.1 – Schéma du dispositif de « HET »

3) Entrée d'air du réservoir (limitée à une pression de 400 kPa par un détendeur).

4) Régulateur pneumatique manuel notamment destiné à réaliser des essais préliminaires.

5) Régulateur électropneumatique destiné à réaliser des essais en mode automatique, l'essai peut basculer en mode manuel à tout moment et inversement. Le dispositif dispose de deux régulateurs type SMC ITV1010 et ITV1030 avec des plages de pression de 0 à 100 kPa et de 0 à 500 kPa. Le régulateur est choisi selon la précision et la plage de mesure souhaitées (section 1.3)

6) Débitmètre à ultrason qui utilise la méthode de « temps de transit ». Celle-ci consiste à mesurer les temps de propagation d'ondes ultrasonores de deux émetteurs placés dans l'axe de l'écoulement l'un vers l'autre et d'en déduire la vitesse d'écoulement proportionnellement à la différence entre ces deux mesures. Le transmetteur utilisé est de la marque Bürkert, type 8081. La plage de mesure de ce capteur est de 0 à 20 lit/min. La mesure s'effectue sur un tronçon vertical de plus de 1 m de longueur rectiligne à l'amont du capteur. L'écoulement arrive de façon ascendante pour assurer le remplissage de la section du tuyau.

7) Piézomètre d'entrée de la cellule d'essai destiné à exercer une charge hydraulique en équilibre avec la partie avale de la cellule d'essai pendant la phase d'évacuation d'air de la cellule.

8) Cellule d'essai, illustrée à la Figure II.2, qui se compose de trois parties : une chambre d'entrée, une chambre d'essai et une chambre de sortie. Le diamètre intérieur de la cellule est de 70 mm et le diamètre extérieur 80 mm. La longueur de l'éprouvette de sol peut varier de 50 à 150 mm. Les longueurs de 50 mm ne sont utilisées que pour des textures extrêmement résistantes quand il n'est plus possible de déclencher l'érosion avec des éprouvettes de longueur maximale.

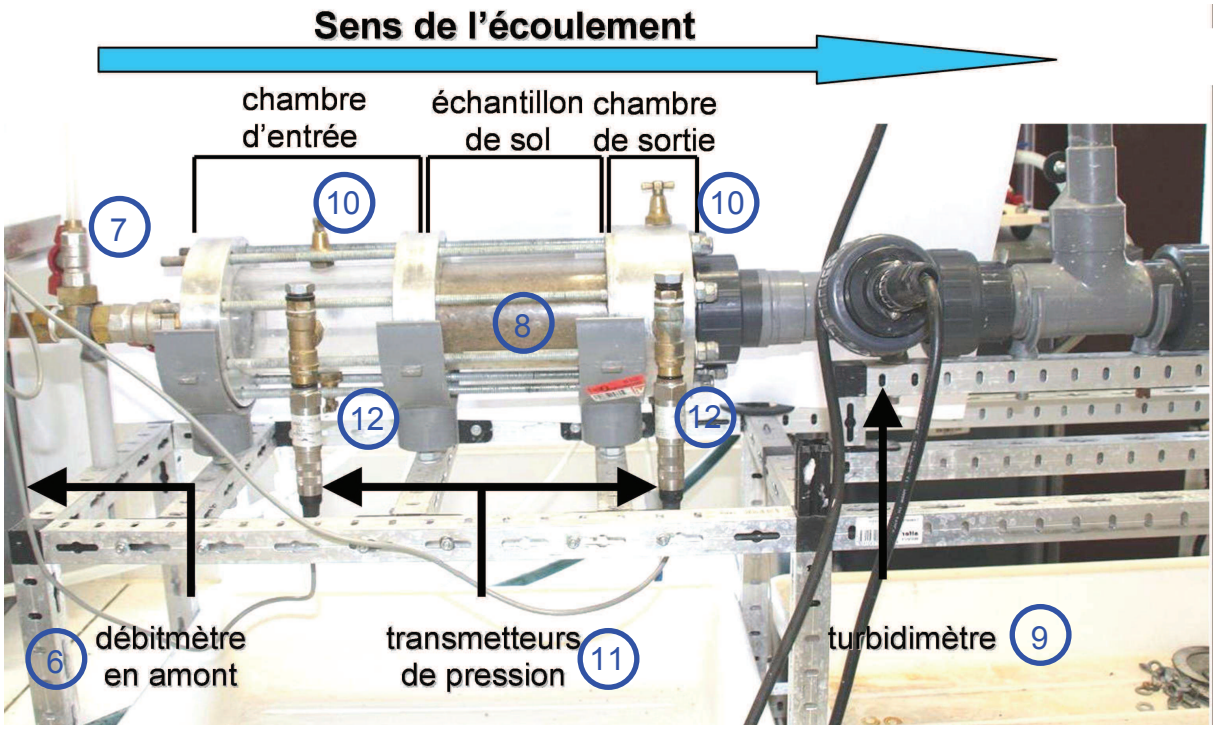


Figure II.2 – Cellule d'essai de l'essai d'érosion de trou (HET)

9) Turbidimètre modèle A15/76 ATI pour mesurer la turbidité de l'eau chargée en sol à l'aval de l'éprouvette afin de quantifier la masse du sol en suspension.

10) Valves de purge d'air destinées à faire évacuer l'air de la cellule au début de chaque essai.

11) Deux transmetteurs de pression piézorésistifs placés à l'amont et à l'aval de l'éprouvette (au niveau des chambres d'entrée et de sortie). Le transmetteur placé à l'aval a une plage de mesure de 0 à 20 kPa. Quant à celui en amont, il est choisi parmi quatre transmetteurs avec les plages de mesures de 0-20 kPa, 0-50 kPa, 0-100 kPa et 0-200 kPa. Le choix de ce transmetteur est en fonction de la différence de pression appliquée fonction de l'érodabilité du matériau à tester. Il est possible de connecter plusieurs capteurs en amont dans le cas d'un matériau avec une résistance complètement inconnue. Néanmoins, il est préférable de réaliser des essais préliminaires avec un transmetteur qui couvre une large plage de mesure.

12) Valve d'évacuation d'eau pour décharger l'eau une fois l'essai terminé.

13) Valve d'évacuation des sédiments déposés dans le circuit aval (la partie avale doit également être rincée après chaque essai afin de ne pas perturber les signaux de turbidité de l'essai suivant).

14) Centrale d'acquisition des signaux qui communique la valeur moyenne de 50 signaux acquis pendant une seconde à l'ordinateur et qui permet le pilotage du régulateur électropneumatique.

1.1 Préparation des éprouvettes

Les sols testés par ce dispositif sont, pour la plupart non saturés et compactés dynamiquement. Deux types d'éprouvettes peuvent être testés à l'aide du dispositif de « HET » :

- éprouvettes de sol reconstitué au laboratoire (sols naturels ou mélanges de référence)

- éprouvettes de sol peu remaniées ou « intactes », prélevées par exemple sur un ouvrage (par des sondages carottés ou des trousses coupantes). Les essais pratiqués sur ce second type sont également appelés « *ex situ* ».

1.1.1 Éprouvettes de sol reconstitué

Les textures peuvent être reconstituées à partir de sols naturels ou de mélanges de sols naturels avec des argiles industriellement broyées qui sont utilisés comme des textures de référence pour des études paramétriques et la mise au point des dispositifs. Quelle que soit la texture de sol employée, les matériaux sont préparés à une teneur en eau donnée en les malaxant avec un malaxeur horizontal type Hobart de 3 kW de puissance pendant 10 minutes. Ensuite, ils sont laissés maturer pendant au minimum 24 heures à 20°C avant la confection des éprouvettes.

Les éprouvettes reconstituées sont compactées directement dans la cellule d'essai en couches de 20 mm d'épaisseur (striées après le compactage pour assurer l'adhérence entre les couches). Les couches sont compactées dynamiquement à l'aide d'une dame de compactage. Le poids utilisé et la hauteur du chute se calculent de deux façons : soit on cherche à obtenir une densité finale donnée (95% de la densité optimum de Proctor standard par exemple), le nombre de coups de compactage est alors adapté pour obtenir l'épaisseur souhaitée pour chaque couche (pour assurer l'homogénéité, l'énergie appliquée à chaque couche doit être constante) ; soit une énergie de compactage est fixée pour être appliquée à chaque couche (par exemple 600 $kN \cdot m/m^3$ analogue à l'essai Proctor standard ou 2700 $kN \cdot m/m^3$ pour l'essai

Proctor modifié), l'énergie de compactage se calcule alors en fonction de la hauteur de chute, le nombre de coups, la masse de la dame et le volume du sol à compacter. La densité finale est très proche dans ce second cas de l'essai d'origine.

1.1.2 Éprouvettes de sol peu remanié

L'échantillon carotté ou le contenu de la trousse coupante est pistonné dans la chambre d'éprouvette de la cellule d'essai. Il faut veiller à ne pas exercer de traction sur le sol et l'insérer en compression pour éviter des fissures dans les textures fragiles. Afin d'éviter tout écoulement parasite autour de l'éprouvette de sol, un film de gel de silicone de 3 à 5 mm d'épaisseur est déposée sur la surface intérieur de la moule avant d'y extruder l'éprouvette.

1.2 Réalisation de l'essai

Perçage du trou

Les éprouvettes sont, juste avant la réalisation d'essai, percées longitudinalement de manière centrée à l'aide d'une perceuse à colonne à une vitesse de 140 tours par minutes en 5 passes de perçage. Le diamètre du trou initial est de 3 ou 5 mm en fonction de la contrainte de cisaillement initiale souhaitée (Figure II.3).

Montage de la cellule d'essai :

L'éprouvette de sol est fixée avec les deux autres parties de la cellule d'essai grâce à 8 tiges filetées. Le réservoir est rempli d'eau (eau du réseau, eau distillée ou eau salée). Après avoir raccordé le débitmètre et le turbidimètre avec la cellule d'essai, l'échantillon est doucement chargé en eau en même temps à l'amont et à l'aval afin de ne pas remanier l'éprouvette à tester. Les valves de purge d'air sont alors ouvertes. Lorsque l'eau sort par les valves de purge, les valves sont fermées après avoir vérifié qu'il ne reste plus d'air. Le robinet du réservoir à l'amont est fermé pour avoir un état statique d'équilibre hydraulique. Enfin, le programme d'enregistrement développé sous l'environnement LabWindow™ de National Instruments est mis en marche.

Déclenchement et suivi de l'essai :

Les résultats d'essai s'enregistrent sur deux fichiers dont l'un contient les paramètres convertis par des relations d'étalonnage et l'autre des signaux bruts acquis par mesure de sécurité. Les pressions hydrauliques initiales à l'amont et à l'aval sont initialisées (mises à zéro). Le robinet du réservoir est ouvert. La pression est montée progressivement (de façon manuelle ou automatique selon la mode de fonctionnement) jusqu'à la valeur désirée de perte de charge ou débit.

Un essai peut être réalisé de deux façons différentes : soit le débit passant est gardé constant au cours de l'essai, soit la perte de charge hydraulique (la différence entre la pression hydraulique à l'amont et celle à l'aval de l'éprouvette) est maintenue à une valeur constante. Dans le premier cas, le sol est sollicité avec des contraintes de cisaillement plus élevées au début et les contraintes diminuent au fur et à mesure de l'essai. Ceci est plus intéressant pour pouvoir définir une pente plus précise de la courbe de l'érosion. Pourtant il est difficile de fixer un débit d'objectif pour l'essai et le faire durer suffisamment longtemps pour avoir une période d'enregistrement assez longue. C'est la raison pour laquelle, nous utilisons principalement la deuxième méthode (perte de charge constante). Dans cette dernière, les contraintes augmentent au cours de l'essai. Il est ainsi envisageable de commencer l'essai avec des paliers de charge moins élevés et de les augmenter si l'érosion ne se déclenche pas. Néanmoins, il est préférable de réaliser un essai avec un seul palier de charge pour ne pas faire durer l'imbibition de l'éprouvette pendant trop longtemps.

Le diamètre du trou s'agrandit au cours de l'essai (Figure II.3). En conséquence, la conductivité hydraulique et également la rugosité relative du trou changent en continu. Les pertes de charge relatives dans le circuit hydraulique varient alors et la perte de charge relative dans l'éprouvette (par rapport au reste du circuit) diminue et il faut donc augmenter la pression dans le réservoir de sorte à maintenir une perte de charge absolue constante dans l'éprouvette dans le cas d'un essai à charge imposée (dans le cas d'un essai à débit imposé, c'est l'inverse). Afin de garder la perte de charge ou le débit constant, la pression dans le réservoir d'alimentation est réglée à l'aide d'un régulateur pneumatique manuel ou automatique (séction 1.3). Les différents paramètres sont enregistrés au cours de l'essai à une fréquence de 1Hz : pression amont et aval, débit, turbidité.

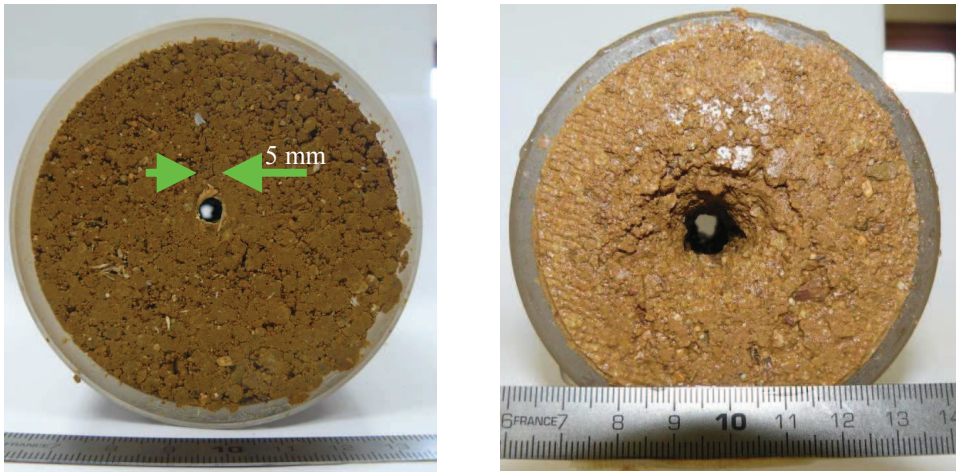


Figure II.3 – Exemple d'une éprouvette de « HET » avant et après l'essai

Arrêt de l'essai :

Lorsque qu'il n'est plus possible de maintenir la perte de charge hydraulique ou d'alimenter l'essai en eau, l'essai est arrêté. C'est typiquement le cas lorsque le diamètre du trou devient

de l'ordre de grandeur du diamètre des tuyaux alimentant le circuit. La pression dans le réservoir est alors graduellement diminuée et ramenée à zéro, dans le but de ne pas trop perturber l'échantillon. L'essai est alors terminé : le robinet du réservoir est fermé et l'enregistrement des données est arrêté. L'eau restante est enfin évacuée.

Mesure du volume final du trou :

L'échantillon de sol érodé est sorti du dispositif et de la paraffine fondue est versée dans le trou élargi. La paraffine est versée en plusieurs étapes pour minimiser le rétrécissement de la prise en masse. L'échantillon est découpé pour sortir la « bougie » intacte. Cette dernière représente la forme du trou de l'éprouvette après l'érosion. La mesure du volume ou de la masse de la « bougie » permet de calculer le diamètre moyen final du trou érodé et la masse totale du sol érodé pendant l'essai. Le volume de la « bougie » est mesuré par une pesée hydrostatique autrement dit par la différence entre son poids (à l'air) et son poids déjaugé. Ce dernier est négatif car la densité de la paraffine est moins élevée que l'eau. Il faut alors calibrer la balance hydrostatique avec un contre poids.

1.3 Automatisation du dispositif d'essai

Comme précédemment évoqué dans la section 1.2 de ce chapitre, une fois l'écoulement établi dans l'éprouvette, l'opérateur doit régler la pression dans le réservoir pour garder le paramètre objectif (différence de pression ou débit) constant. Cela est réalisé à l'aide d'un régulateur pneumatique manuel. Dans l'optique de rendre le dispositif d'essai plus pratique en plus de rester à l'abri des fluctuations dues au réglage manuel, un régulateur automatique est installé, en parallèle, sur le dispositif. Ce dernier peut réguler la pression d'air dans le réservoir en fonction des signaux reçus. Afin de piloter le régulateur de façon automatique des boucles de rétroactions sont programmées en fonction des signaux de débit et de pression captés au cours de l'essai. Trois boucles de rétroaction sont programmées pour réguler le paramètre d'objectif qui est choisi au début d'essai. Cette méthode de réglage dénommée Proportionnel Intégral Dérivé (PID), est largement appliquée dans des réglages industriels. La première boucle (P) envoie un signal en fonction de l'écart de la valeur acquise et la valeur-objectif. La deuxième (I) est en fonction de la somme de ces écarts dans une période de temps (10 dernières secondes ou 10 acquisitions) de telle manière que le signal acquis ne se situe pas systématiquement au-delà ou en deçà de la valeur cible. Enfin la troisième boucle (D) est en fonction de la vitesse de rapprochement vers la valeur cible pour pouvoir réagir en cas de changements brutaux.

La réalisation d'un essai automatique nécessite d'avoir une idée de plage de sollicitation qui déclenche l'érosion sans éroder l'éprouvette trop rapidement. Par conséquent, le mode manuel est gardé en parallèle notamment pour des essais préliminaires.

Improvement of Hole Erosion Test and Results on Reference Soils

Iman Haghighi[1]; Christophe Chevalier[2]; Myriam Duc[3]; Sylvine Guédon[4]; and Philippe Reiffsteck[5]

Abstract: Understanding the factors that control the transport of soil particles detached by water is essential to predict the contingency of internal and surface erosion of embankments during storms and floods. It is particularly useful to be able to evaluate the sensitivity of the available soils to erosion at an early stage of a project and the risk assessment of an existing earthwork. The presented study based on laboratory tests with Hole Erosion Test apparatus (HET) tries to characterize internal erosion of soils. The test consists of eroding a drilled soil specimen by water flow with a constant pressure drop at the boundaries of the specimen recording the flow rate and study the hole enlargement. A new version of the apparatus with improved instruments and interpretation method is proposed estimating the erosion rate based on the turbidity of the outflow and independent of hydraulic charge. Several remolded kaolinite-sand mixtures been tested as reference soil textures and the results are analyzed with the proposed and the existing interpretation methods.

CE Database subject headings: Soil erosion; Piping erosion; Levees; Laboratory tests; Shear stress; Suspended solids.

Introduction

In the past decade, several disasters have shown the vulnerability of human made structures like bridge foundations, quays and levees or earth dams to erosion (Fry et al. 1997; Guiton 1998; Foster et al. 2000; Fell & Fry 2007; Briaud 2008).

Since the last catastrophic floods appeared in the southeast of France in November 1999 and September 2002, the state, land planning agencies and urban planners are concerned about the susceptibility of dikes and road or rail embankments to floods. Unlike modern dams, the internal structure of these embankments and some old dikes from the 16th century were not designed with filters and surface erosion protection (Soudain 2004; Blais 2004). Therefore an urgent need of safety reevaluation arises. The internal piping phenomenon is often estimated in projects and expertises based on a critical hydraulic gradient (Terzaghi 1943) using analytical methods or numerical modeling such as Finite Elements. The theoretical values of critical head gradient, used as reference in France, result from relatively old research of the Thirties (Lane 1935; Skempton and Brogan 1994; Monnet 1998). To revalue the relevance of this criterion widely used in practice, it is relevant to study the initiation of erosion within soil material.

Thus, several devices have been designed to evaluate the relationship between the erosion rate and the shear stress at soil-water interface: jet erosion tests designed to characterize the surface erosion of soil under an imposed constant water flow using one fixed jet or several mobile water jets (Hanson 1991; Reiffsteck 2007; Chevalier et al. 2010); surface erosion tests measured within either a flume or a conduit like the Erosion Function Apparatus for scour rate predictions (Briaud et al. 2001; Briaud 2008), flume erosion tests and flow pump tests (Arulanandan et al. 1980; Reddi et al. 2000), a mixed belt entrained and pumped flow test in the Ex-situ Scour Testing Device (Shan et al. 2011), rotating cylinder devices with a drum or similar to a triaxial cell (Arulanandan et al. 1980, Sanchez et al. 1983, Chapuis 1986; Chapuis and Gatien 1986, Bendahmane et al. 2008), hole erosion tests developed to study the erosion characteristics of soil in cracks in embankment dams (Wan and Fell 2004) and inspired by the pinhole test (Volk 1937; ASTM D4647 2006).

To address these issues a laboratory study of erosion process of structured soil with clay matrix was conducted using Hole Erosion Test (HET). This test, recently developed, is carried out for a given hydraulic gradient and gives the variation of the erosion rate versus time. This apparatus allows estimating the evolution of the geometry of the cavity in which water circulates (Wan and Fell 2004). A parametric study has been initiated by French institute of science and technology for transport, development and networks (Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux, Paris, France) with an improved version of this experimental device to provide more values of internal erosion characteristics.

In the first part of the paper, the equipment including the added improvements and the test procedure are presented. In a second part, a new interpretation method is proposed and detailed. In a third part, a typical result using this method is described and compared to the one used by authors listed in literature review. In a last part, a test plan is proposed and an analysis of results is presented including some conclusions on the influence of the clay matrix on erosion processes.

[1] PhD Candidate, Université Paris-Est, IFSTTAR, GER, F-75732, Paris, France
[2] Researcher, Université Paris-Est, IFSTTAR, GER, F-75732, Paris, France
[3] Researcher, Université Paris-Est, IFSTTAR, GER, F-75732, Paris, France
[4] Senior researcher, Université Paris-Est, IFSTTAR, GER, F-75732, Paris, France
[5] Senior researcher, Université Paris-Est, IFSTTAR, GER, F-75732, Paris, France

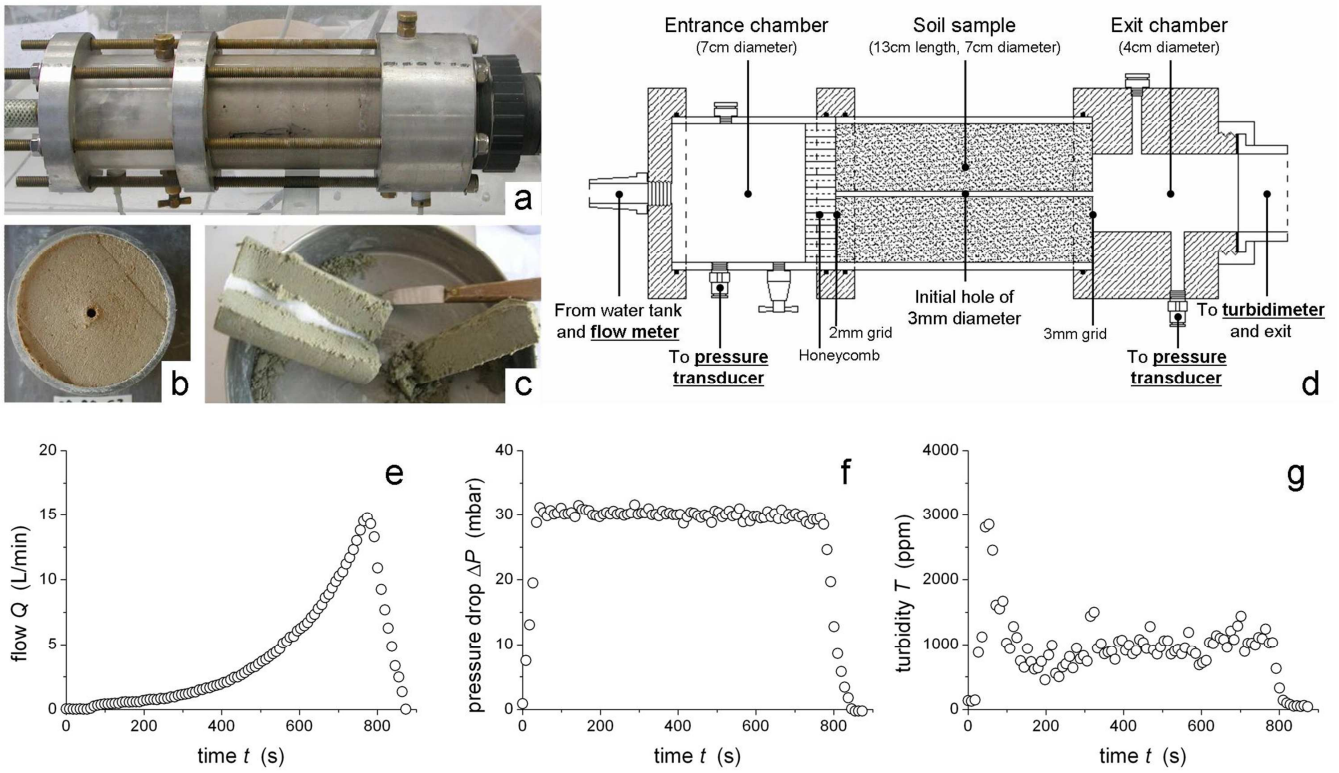


Fig. 1. Experimental set-up and soil sample treatment. (a) Image of eroding unit. (b) Sample before test with 3mm diameter hole. (c) Cut sample after test with wax mold. (d) Drawing of eroding unit. Sensors are indicated in bold and underlined characters. (e-f) Raw measured signals Q, ΔP and T as functions of time t for a typical test (Kaolin clay–Sand mixture with 50% clay mass fraction K50 Sa50 and ΔP=30mbar).

Laboratory Hole Erosion Test: Device and Procedure

In order to quantitatively characterize the piping phenomena, the Hole Erosion Test developed by Wan and Fell (2002, 2004) was a great understanding step forward.

A new Hole Erosion Test device was recently designed to incorporate several desirable features and improve the measuring system (Reiffsteck et al. 2006):

- design compatible with the one recommended by Wan and Fell (2004),
- capability of measuring the upstream and downstream pressure heads at the level along the axis of the specimen,
- capability of determining the eroded mass during the test hence the diameter measured at the start and the end of the test can be well estimated during all the time between initial and final values without any hypothesis on flow conditions.

Device

The Hole Erosion Test device has three parts: an upstream water tank, an eroding unit where the specimen is placed and a downstream water exit.

The upstream tank is a PVC cylinder of 80 liters volume. It can be pressurized by air and recharged with water during the test. The air pressure in the tank is controlled with an air pressure regulator. A Hengstler turbine flow meter is placed in the vicinity of the eroding unit. The downstream water column is kept constant at 200 mm. The eroding unit is depicted Fig. 1(a,d). It includes three parts.

The first part is the water entrance chamber. In addition to a first Honeywell miniature pressure transducer, this part includes a thick honeycomb screen in order to reduce convergence swirls in entry hole as well as a grid of 2 mm.

The second part consists of the soil specimen itself. That is the piece of 70 mm in diameter and 130 mm long with a given initial hole diameter (generally 3 mm). The Plexiglas transparent mold allows checking that no unexpected erosion occurs between the specimen and the mold. There is not any confinement controlled loading part in the actual Hole Erosion Test device. The radial confining stress is presumed to be released and the tangential remains unknown. According to Bendahmane et al. 2008, the confinement stress has complex effects on soil erosion. It tends to increase the resistance to suffusion but intensifies backward erosion.

The third part is the exit chamber. This section includes a second Honeywell miniature pressure transducer. An ATI turbidimeter is placed right after this section in order to measure the turbidity of the fluid flowing from the specimen.

Specimen preparation

Soil specimens are prepared into a rigid cylindrical Plexiglas mold. The dimensions are 70 mm in diameter and 130 mm in length (volume: 0.5 liters). For the purpose of this study, specimens have been only made from remolded soil, although it would be possible to test undisturbed soil samples trimmed from material sampled on site. To have a uniform compaction, the soil specimen is dynamically compacted into 6 layers of equal thickness inside the Plexiglas mold and matured during 24 hr. The soil is prepared in advance at given water content. The amount of material needed for each layer is determined from the desired final dry density. Water content and final density are generally defined using a standard Proctor test following ASTM D 698 (2007). In this study, the final dry density corresponds to 95% of the standard Proctor maximum density. An initial hole of 3 mm diameter in the middle of the specimen is finally achieved with a vertical drill (Fig. 1b). This diameter has been defined to be large enough for the maximum particle size of the soils to be tested. Moreover, a larger initial diameter than in Pinhole test, pierced with a 1 mm needle, lets us to have erosion with a lower hydraulic head.

Procedure

After filling the system with water and especially in the specimen's hole, the air pressure in the upstream water reservoir is gradually raised until the desired pressure head loss at the specimen is reached. As erosion occurs, the specimen hole enlarges during the test and the water flow increases as shown on Fig. 1(e). In order to maintain a constant pressure drop ΔP at specimen boundaries, the pressure in water reservoir should be increased gradually (Fig. 1f). When the total head loss of the hydraulic system is too large, increasing pressure in the reservoir is no longer sufficient to maintain a constant pressure drop in the specimen. This is typically the case when the diameter of the hole reaches the order of magnitude of the upstream and downstream pipe diameters supplying the circuit. The pressure in the tank is then gradually reduced to zero.

The specimen of eroded soil is then retrieved out of the device and melted paraffin is poured into the eroded hole. After the paraffin solidifies, the specimen is cut out and the "candle" is prudently extracted (Fig. 1c). This "candle" represents the shape of the final eroded hole. The volume of the candle (V_{can}) allows the calculation of the final average radius of the eroded hole Rf and the total mass of dry soil eroded during the test MSo_er:

$$R_f = \sqrt{\frac{V_{can}}{\pi \times L}}\ , \quad M_{So_er} = \rho_S L \pi \left(R_f^2 - R_i^2\right), \qquad (1)$$

where L is the specimen length (130 mm), ρ_s the dry density of soil and Ri the radius of the initial hole (generally 1.5 mm).

During the entire test, from the increase of pressure head to the flow ceasing at the end of the test, the data collected by flow meter (flow rate Q – Fig. 1e), pressure transducers (pressure drop ΔP – Fig. 1f) and turbidimeter (turbidity T – Fig. 1g) are stored on a computer using a HBM spider 8 datalogger. The acquisition frequency used is generally 1Hz.

Proposed Method for Interpreting Hole Erosion Test

Erosion Parameters

The relationship at solid-fluid interface with a tangential flow, called "erosion law", correlates the two following physical quantities (Fig. 2a):

- the shear stress τ, between the flowing liquid and the soil (SI unit: Pa),
- the erosion rate $\dot{\varepsilon}$, that represents the mass of soil eroded per unit area and time (SI unit: kg·m-2·s-1).

The empirical erosion low is generally given in the form (Briaud et al. 2001; Wan and Fell 2004; Bonelli and Brivois 2008):

$$\dot{\varepsilon} = k_{er}\left(\tau - \tau_c\right), \qquad (2)$$

where k_{er} (SI unit: s·m^{-1}) is called the erosion coefficient and τ_c (SI unit: Pa) is the critical shear stress. However no basic argument other than experiences justifies such a law. As a result, the suggested interpretation method is not based on any specific empirical relationship between the erosion rate ($\dot{\varepsilon}$) and the shear stress (τ). The equation (2) is checked in the final results.

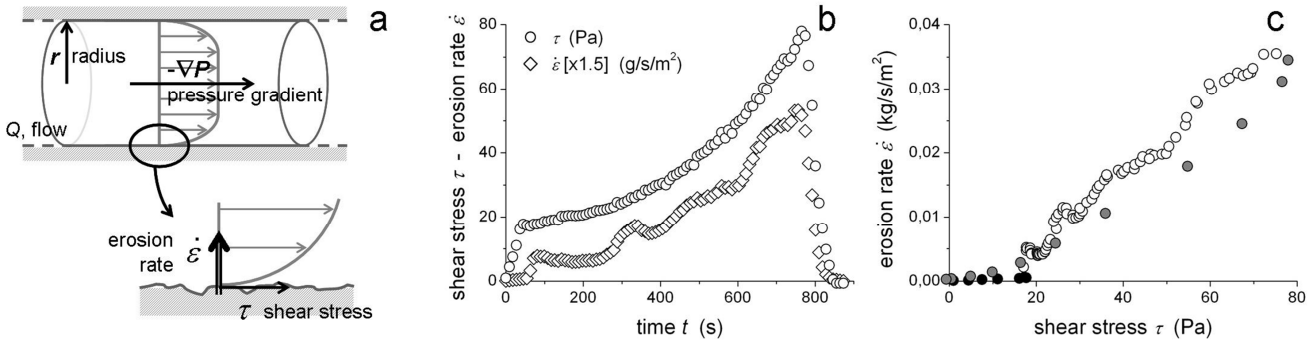


Fig. 2. (a) Schematic drawing of interface. (b) Evaluated signals τ and $\dot{\varepsilon}$ as functions of time t and (c) erosion curve τ-$\dot{\varepsilon}$ for a typical test (identical to Fig. 1e-f: Kaolin clay–Sand mixture with 50% clay mass fraction K50 Sa50 and ΔP =30mbar).

The hole in the specimen of the test cell may be modeled by a hollow cylinder of radius *r(t)* and length *L*. Subject to a pressure drop *ΔP*, there exists a water flow exerting a shear stress on the interface (Fig. 2a). The flow in the hole is assumed to be quasi-stationary: at all time t, the flow can be considered as the one established in a tube of radius *r(t)*. The flow rate is *Q(t)*. Considering Fig. 2(a), a simple force equilibrium carried out on a volume of fluid in the direction of flow allows us to express the shear stress τ applied by the fluid to the soil interface (which is simply the opposite to the one applied by the interface to the fluid):

$$2\pi r L\tau = \pi r^2 \Delta P \qquad (3)$$

From (3), it can be deduced that:

$$\tau = -\nabla P \frac{r(t)}{2}, \qquad (4)$$

where $\nabla P = -\Delta P/L$ is the applied pressure gradient projected along the axis and direction of flow (Fig. 2a).

By definition, the rate of erosion $\dot{\varepsilon}$ is equal to the mass of soil eroded per unit area and time and can thus be expressed as:

$$\dot{\varepsilon} = \rho_s \frac{d}{dt} r(t), \qquad (5)$$

where ρs is the dry density of soil.

In equations (4) and (5), $|\nabla P|$ and ρs are recorded and/or known parameters. In order to calculate the shear stress τ and the erosion rate $\dot{\varepsilon}$, the remaining parameter, the radius $r(t)$ is the more difficult to determine as no direct measurement is possible. Different methods are used to overcome the possibility of measuring this radius over time.

Wan and Fell (2002, 2004) evaluated laminar and turbulent coefficients of friction (linking average flow velocity, shear stress and radius) at the beginning and at the end of the test and considering the flow nature (laminar or turbulent) assumed that it varied linearly in a transitional flow rate. This approach could raise two problems. The first is that the initial friction is not necessarily representative of the current test. Indeed, due to the drill step, the surface of the initial hole is particularly disturbed and is thus not necessarily representative of that surface once erosion is established. The second difficulty is that no physical or mechanical reasons allow establishing that the coefficient of erosion varies linearly with time in hole erosion test.

Starting from a turbulent coefficient of friction, Bonelli et al. (Bonelli et al. 2006, 2008; Benhamed and Bonelli 2007) deduce laws linking flow rate (or average speed), pressure drop and radius. It expressed, for constant pressure drop as:

$$\frac{Q(t)}{Q_i} = \left(\frac{r(t)}{R_i} \right)^{5/2}, \qquad (6)$$

with Q_i being the initial flow rate. These laws could also raise some problems. They are well established from an empirical point of view (Moody 1944; White 1999) but only when the turbulent flow regime is fully established with a constant relative roughness factor. This could pose difficulties when flows are in a transitional regime as is the case in practice and in a number of HET tests (Wan and Fell 2002, 2004). Moreover, these laws also use a term of relative roughness that is not necessarily constant during testing as the hole expands.

To overcome these limitations and in order to be independent of not explicitly established flow laws, we seek to rationalize the use of outflow turbidity measurement to calculate the radius of the hole during time.

Determination of the Instantaneous Hole Radius

The turbidity is a complex signal. Referring to a given turbidimeter, the turbidity signal may depend on one side on particle concentration, and on the other on particles characteristics: size, shape, surface roughness, color etc. Turbidity is an increasing function of particle concentration and the main (and only) hypothesis we made in the present interpretation is to consider that, for a given soil ("texture" in our experimental data), the measured turbidity *T* (common unit: ppm or 10-6) is also proportional to the concentration of soil in the effluent C_{So} (SI unit: kg/m^3):

$$T = \alpha_{So} C_{So}, \qquad (7)$$

where αSo is a constant for given soil properties.

By mass conservation, the eroded mass of soil dm_{So_er} during the elementary time *dt* is:

$$dm_{So_er} = C_{So} Q dt. \qquad (8)$$

The total mass of eroded soil M_{So_er} can then be calculated:

$$M_{So_er} = \frac{1}{\alpha_{So}} S_T, \quad \text{with} \quad S_T = \int_0^{t_f} QT dt. \qquad (10)$$

where t_f is the final test time. Equation (10) allows estimating the coefficient α_{So} by correlating the measured eroded mass from equation (1) and the flow-turbidity sum S_T as it will be made further in this article.

Furthermore, considering that the erosion hole remains circular during the test and that no specimen swelling occurs, the instantaneous hole radius $r(t)$ can be deduced from equation (11):

$$r(t) = \sqrt{\frac{m_{So_er}(t)}{L\rho_S \pi} + R_i^2}, \qquad (11)$$

where *L* is remained to be the specimen length (130 mm), ρs the dry density of soil and R_i the radius of the initial hole (generally 1.5 mm).

Knowing the coefficient α_{So}, the equations (4) and (5) allow further calculating the shear stress τ and the erosion rate $\dot{\varepsilon}$ from the experimental data *Q*, *ΔP* and *T* (Fig. 2b). By eliminating the time and plotting $\dot{\varepsilon}$ as a function of τ, one obtains a so-called "erosion curve" (Fig. 2c). This erosion curve can be divided in 3 parts:

the test beginning (Fig. 2c dark circles) where erosion occurs slowly because shear stress is not yet high enough to trigger erosion and that can not be considered that significant for the tested specimen since the surface of the initial hole is disturbed,

the test itself (Fig. 2c white circles) where shear stress and erosion rate increase significantly and that represents the "erosion law" that we seek to characterize,

the end of the test when the operator ceases the water flow (Fig. 2c gray circles), the assumption of quasi-stationary flow is no more respected in this part and for which the values are not significant.

For the characterization of erosion processes, only the second part of the three above (white circles) has to be considered. It should be noted that no decreasing phase of

erosion rate as a function of shear stress is observed in the initial part of the $(\tau - \dot{\varepsilon})$ curve as in the data and interpretation of Wan and Fell (2002, 2004)

Tested materials

As pointed out in the introduction, the object of this research was to investigate the behavior of soil in the core part of earthworks and old dikes. Classical geotechnical site investigations and soil erosion studies on these types of structures commonly exhibit a great amount of soil variability. Recent structures present generally homogeneous layered structures of selected materials compacted at high densities, unsaturated conditions but unfortunately old structures built in several stages over centuries (some dating from the Middle Ages) are often composed of heterogeneous refilled materials. Soil is so variable along a short length that no unique classification represents the structure as in a dam. Texture was considered the leading parameter, not compaction. For these reasons the tested soils have been chosen to cover a wide range of textures (i.e. grain sizes). Compaction density and water content were not varied around optimum values. The compaction effort is adapted to reach 95% of the optimum standard Proctor density with the optimum water for each mixture.

To carry out this parametric study, it was decided to test a mixture of textbook soils (kaolin, silt, sand), which would correspond as much as possible to a class of textural classification (ISO, 2002; 2004).

The reconstituted textures chosen for the tests were made from 3 raw materials components: Kaolin clay (Armorican), Silt from Goberville (France), and Fontainebleau sand. All tests were performed using Paris tap water.

In order to explore the influence of the clay mass fraction on soil sensitivity to erosion, two types of texture were studied:

- mixtures of Kaolin clay and Sand, allowing to work with simple system and to study the parametric influence of clay fraction on erosion parameters.
- mixtures of Kaolin clay, Silt and Sand, that better reflect the textures of natural soils.

Textures are referred as K*xx* Sa*zz* or K*xx* Si*yy* Sa*zz*, where *xx*, *yy* and *zz* are the dry mass fraction in percent of Kaolin clay, Silt and Sand respectively.

Table 1. Characteristics of Kaolin clay–Sand mixtures K*xx* Sa*zz* and Kaolin clay–Silt–Sand mixtures K*xx* Si*yy* Sa*zz* (*xx*, *yy* and *zz* : mass fraction in percent of Kaolin clay, Silt and Sand).

texture	water (%)	dry density	liq/plastic limits		
			w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)
K30 Sa70	9	2.0	16.9	11.5	5.3
K50 Sa50	16	1.9	23.8	16.7	7.1
K70 Sa30	20	1.7	31.2	21.3	9.9
K100 Sa00	26	1.6	41.3	30.2	11.1
K25 Si05 Sa70	11	2.1	13.5	-	-
K35 Si25 Sa40	11	1.95	19.6	13.9	5.7
K45 Si40 Sa15	14	1.9	26.9	20.4	6.5
K65 Si05 Sa30	19	1.8	26.1	21.7	4.4

Grading of raw materials and mixtures of Kaolin clay, Silt and Sand are shown on Fig. 3. Characteristics of mixtures are indicated on Table 1.

Preliminary Results and Typical Tests

Interpretation of the Turbidity Signal

As it has been outlined, the turbidity signals are complex signals depending on particle concentration, and on particles characteristics. Turbidity increases with particle concentration and is generally higher for smaller particles. In these tests on Kaolin clay-Sand mixtures, clay particles are considerably smaller (Fig. 3a) and in really greater number. One can thus expect that the turbidity signal is mainly due to clayey fraction of soil. To study this fact, we consider the eroded mass of soil consisting of Kaolin clay M_{K_er}, considering uniform erosion:

$$M_{K_er} = f_K M_{So_er}, \qquad (12)$$

with f_K being the mass fraction of Kaolin clay (Table 1).

Results for the turbidity signal are plotted in Fig. 4(a) for Kaolin clay-Sand mixtures: flow-turbidity sum S_T (Eq. 10) is depicted as a function of eroded clay M_{K_er} (Eq. 1 and 12). An appropriate agreement is observed considering that data points are obtained for different textures, pressure drops and test durations. One could so deduce a proportionality coefficient α_K:

$$M_{K_er} = \frac{1}{\alpha_K} S_T \ . \qquad (13)$$

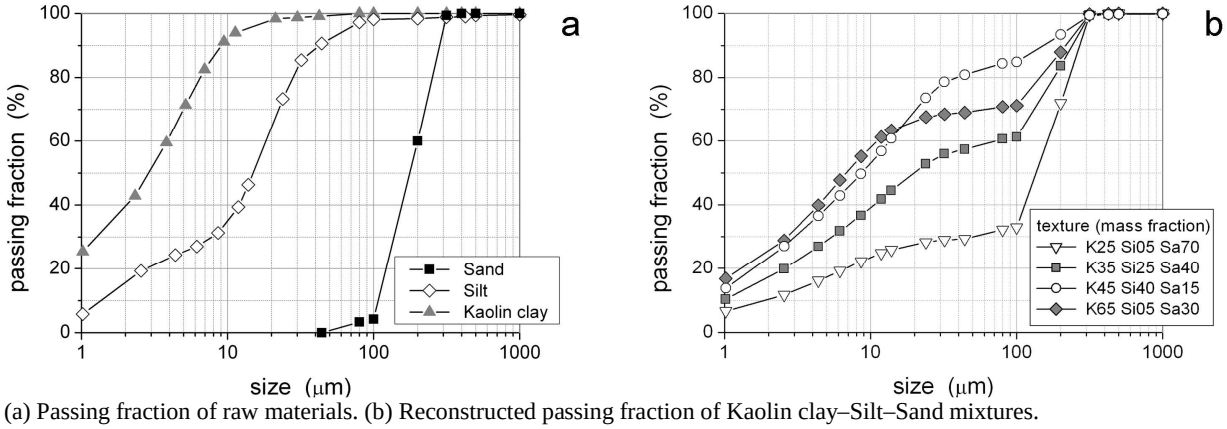


Fig. 3. (a) Passing fraction of raw materials. (b) Reconstructed passing fraction of Kaolin clay–Silt–Sand mixtures.

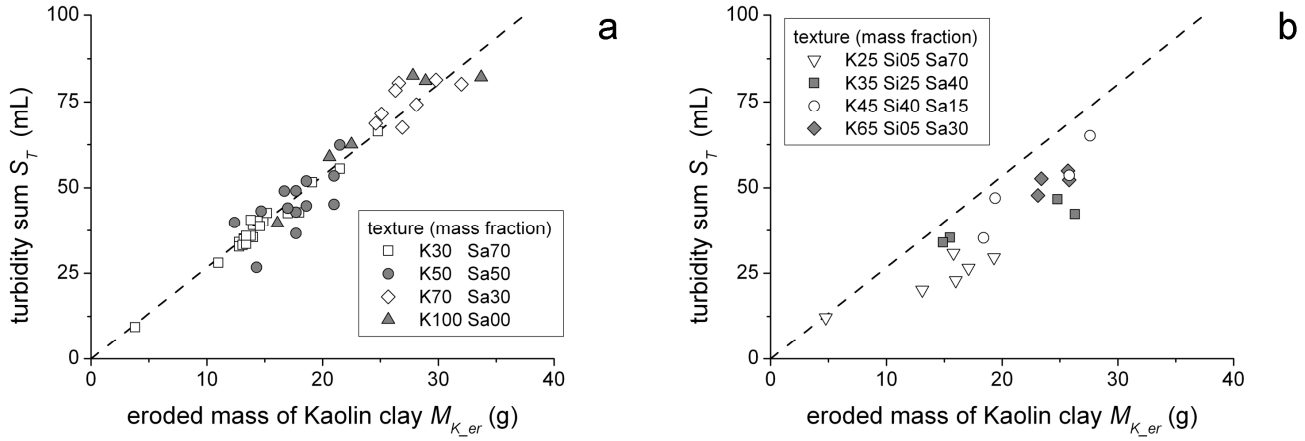


Fig. 4. Final turbidity sum S_T as a function of eroded mass of Kaolin clay M_{K_er} (different applied overpressure ΔP and repeatability tests) for: (a) Kaolin clay–Sand mixtures and (b) Kaolin clay–Silt–Sand mixtures. Dashed line: linear fit of all data concerning the Kaolin clay–Sand mixtures.

This coefficient α_K can be thus assumed to be identical for all tested Kaolin clay-Sand mixtures at a value of 2.67 mL/g as depicted on Fig. 4(a).

This observation checks the suggested approach to estimate the hole radius evolution based on the turbidity signal. It also proves that, in the presented range of measurements, the hypothesis mentioned in equation (7) is correct.

From equations (10), (12) and (13), one can deduce the coefficient α_{So} different for all textures:

$$\alpha_{So} = f_K \alpha_K \,, \qquad (14)$$

where f_K depends on the soil texture (Table 1). These coefficients are used thereafter to calculate the erosion parameters for bi-component textures.

Similar results for the turbidity signal are plotted Fig. 4(b) for Kaolin clay-Silt-Sand mixtures (Table 1 and Fig. 3b). One can observe that there is not a unique curve for all data. Considering data set for each texture, one can estimate a linear law between S_T and M_{K_er} and thus between S_T and M_{So_er}. This allows evaluating coefficient α_{So} for each texture. These evaluated coefficients are used thereafter to calculate the erosion parameters for tri-component textures.

Considering Fig. 4(b), we note that the flow-turbidity sum S_T is lower for a given M_{K_er} whereas the theoretical amount of fine particles (due to Silt – Fig. 3a) is higher.

Using Double Hydrometer Test, following ASTM D4221 (2011), we find that introducing Silt in Kaolin clay-Sand mixtures decrease the amount of dispersed fine particles in distilled water (Pham 2008). Silt particles probably aggregate themselves with clay particles explaining the data points on Fig. 4b and the necessity to work with different coefficients α_{So} for each tri-component texture.

Typical Results

Knowing coefficient α_{So}, the proposed interpretation model can be applied. In this section only the mixture K50Sa50 made of 50% Kaolin clay and 50% sand in mass is presented (Table 1).

Fig. 5 represents experimental data obtained from various tests: erosion rate $\dot{\varepsilon}$ is represented as a function of the shear stress τ for repeatability tests at different imposed drops ΔP.

The subsequent observations can be made:

- for given pressure drop ΔP, the repeatability tests are in agreement, meaning that the tests and the interpretation method showed good reliability,
- the tests obtained for different pressure drop ΔP give coherent data, meaning the existence of a unique "constitutive law" of earth materials for erosion problem as suggested by Briaud (2008),

The empirical relationship known as "erosion law" can be well fitted with a linear law with a threshold as described by equation (1).

Due to soil properties and natural variability on one side and uncertainties due to all measurements and tests on the other, it is of great importance to be able to plot all data referring on the "same" soil on a unique graph. This is one of the major interests of the suggested interpretation method.

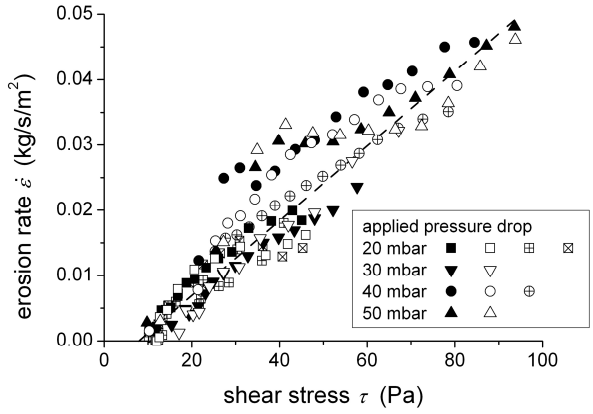


Fig. 5. Erosion curves τ - $\dot{\varepsilon}$ for Kaolin clay–Sand mixture with 50% clay mass fraction (K50 Sa50): different applied overpressure ΔP and repeatability tests. Dashed line: linear fit of all data.

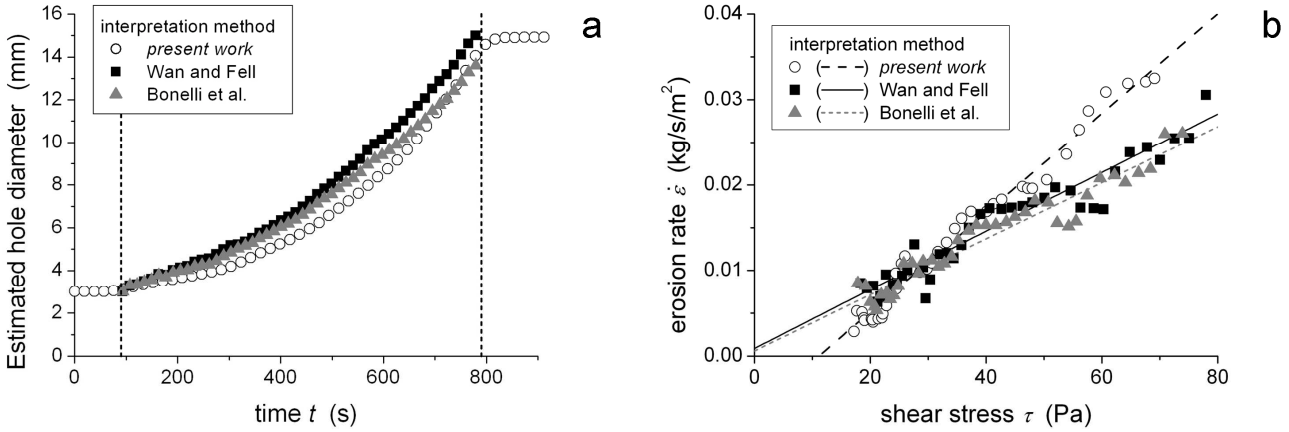


Fig. 6. Results for a typical test (identical to Fig.1e-f and 2b,c: Kaolin clay-sand mixture with 50% clay mass fraction K50Sa50 and ΔP=30 mbar) and different interpretation methods: (a) evolution of the estimated hole diameter and (b) erosion curve τ-$\dot{\varepsilon}$ with linear fit of data.

The coherent data set obtained for different pressure drops is also of very important in interpreting the hole erosion test. Referring to measurement basics, the pressure drop is measured at the side of the specimen, generally in the entrance and in the exit chambers (Wan and Fell 2004). Thus, this pressure drop is not exactly the one experienced by the specimen hole as there could exist singular hydraulic head losses at the entrance and at the exit of the hole (White 1999). These head losses are variable with the hole radius, the average velocity in the hole, the sharpness of the section change and the type of flow (laminar or turbulent). All these parameters vary during the test and it is not possible to have a precise evaluation of these. Nonetheless, several tests are carried out with different pressure drops. Therefore, these parameters and their evolutions are necessarily different. Having a good coherence of experimental data means that these losses are probably insignificant and they may thus be neglected.

Analysis by Existing Interpretation Methods

In order to compare and check the suggested interpretation method, we analyzed the same data with two existing and previously mentioned interpretation methods: the one of Wan and Fell (2004) and the one of Bonelli et al. (2006, 2008)

The interpretation methods are detailed in the above mentioned references and were briefly described previously in the present work. For using these methods, only flow data Q are considered when the pressure drop ΔP is established. This is depicted on Fig. 6(a) by vertical lines.

Fig. 6 represents the experimental data obtained on a single test and treated with the 3 different methods. The estimated hole radius is represented on Fig. 6(a). For the three methods, the evolution is nearly the same. However the erosion curves on Fig. 6(b) present noticeable differences. In particular, no critical shear stress is measured with the Wan and Fell or Bonelli et al. methods whereas it could be observed with the presented method.

The analysis is then extended to the data set obtained for a given soil texture. The results are presented on Fig. 7(a) for the Wan and Fell method and on Fig. 7(b) for Bonelli et al. method. They can be compared to the results obtained with the suggested interpretation method depicted on Fig. 5. The dashed line is identical for the three figures and corresponds to the linear fit of our results.

The first remark is that the results are globally comparable. However, data set are noticeably less spread with the suggested interpretation method. Moreover, this interpretation method gives more precise values for the low erosion rate which is essential for the determination of the critical shear stress.

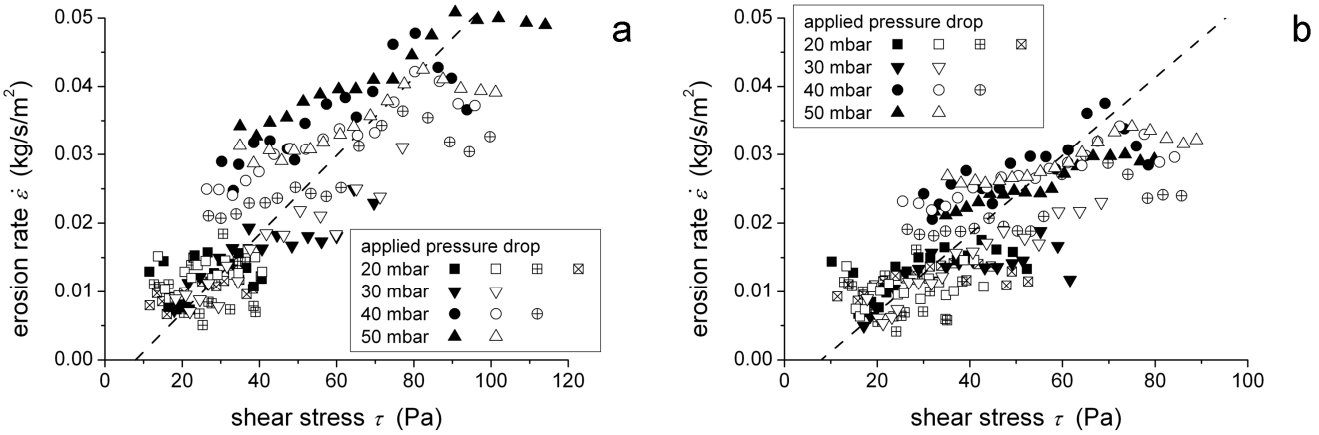


Fig. 7. Erosion curves τ-$\dot{\varepsilon}$ for Kaolin clay–Sand mixture with 50% clay mass fraction (K50 Sa50) obtained using (a) Wan and Fell (2004) and (b) Bonelli et al. (2006, 2008) interpretation methods. Dashed line: linear fit of all data obtained with our interpretation method (Fig. 5).

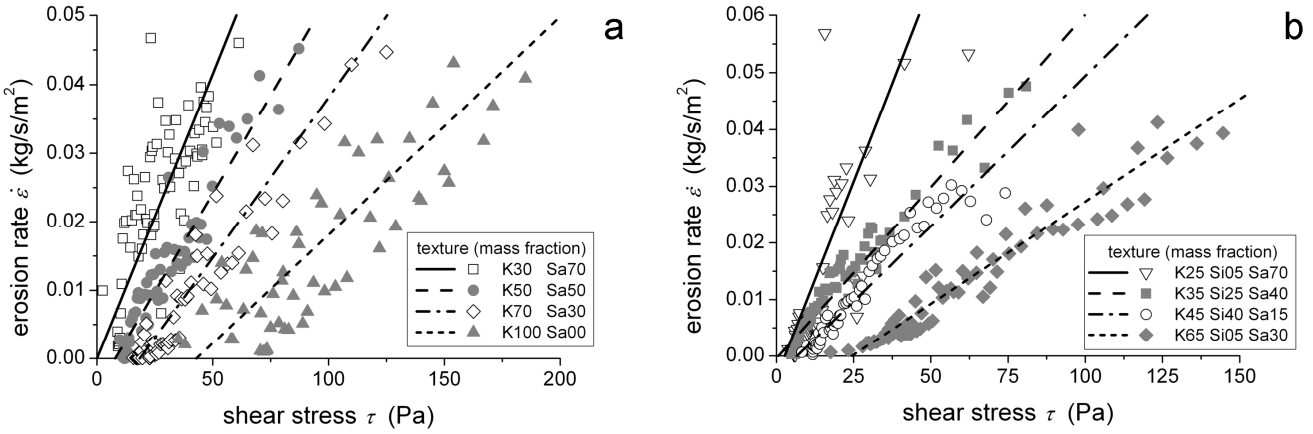


Fig. 8. Erosion curves τ - $\dot{\varepsilon}$: typical experimental data (different applied overpressure ΔP and repeatability tests) and linear fit for: (a) Kaolin clay–Sand mixtures and (b) Kaolin clay–Silt–Sand mixtures.

These observations can be correlated to the previously mentioned limitation of the interpretation method of Wan and Fell (2004) or Bonelli et al. (2006). These methods require hypothesis on flow laws linking flow rate (or average speed), pressure drop and radius. They are thus dependent on the measurements of the initial (for Wan and Fell and Bonelli et al.) and the final (for Wan and Fell) hole radii and flow rates. They depend on the flow regime as well (laminar or turbulent) and could fail on transition flow regime. The suggested method, using the turbidity signal, doesn't require any hypothesis on flow laws. As a consequence, whereas results from the three methods could be comparable, the use (and interpretation) of turbidity signal T represents a significant improvement.

Results and Analyses

The results of liquid limit, plastic limit and plasticity index of the different soil mixes are summarized in Tables 1. Physical properties of kaolin clay and sand mixture and Atterberg limits, depend linearly on the clay fraction (Table 1) (Boussaid et al. 2003; Yang et al. 2005). It has been found that maximum dry density decreases and optimum moisture content increases with the increase in clay content. The maximum density obtained with the Proctor procedure is a function of the clay percentage and is obtained for 20% clay.

Results for Different Textures and Comments

Results of the Hole Erosion Test on different textures are depicted on Figs. 8(a) and 8(b) where the erosion rate $\dot{\varepsilon}$ is represented as a function of the shear stress τ at the interface. As previously presented for the case of K50Sa50 texture, experimental data points were obtained, for each soil texture, from repeatable tests and also for different pressure drops. A linear fit is also adjusted on these data corresponding to the erosion law (2).

Results on Kaolin clay-Sand mixtures (Table 1) are represented on Fig. 8(a). The varying parameter is, in this case, the mass fraction of clay. Experimental data for the different soil specimens can be easily differentiated and HET allows separating the behavior of the different textures. As the mass fraction of clay increases, the texture becomes more resistant to erosion, the critical shear stress (τ_c) increases and the erosion coefficient (k_{er}) tends to decrease.

These results illustrate the relevance of the suggested method (test protocol and interpretation) as results are discernable and comparison can thus be made linking soil properties to erosion curves.

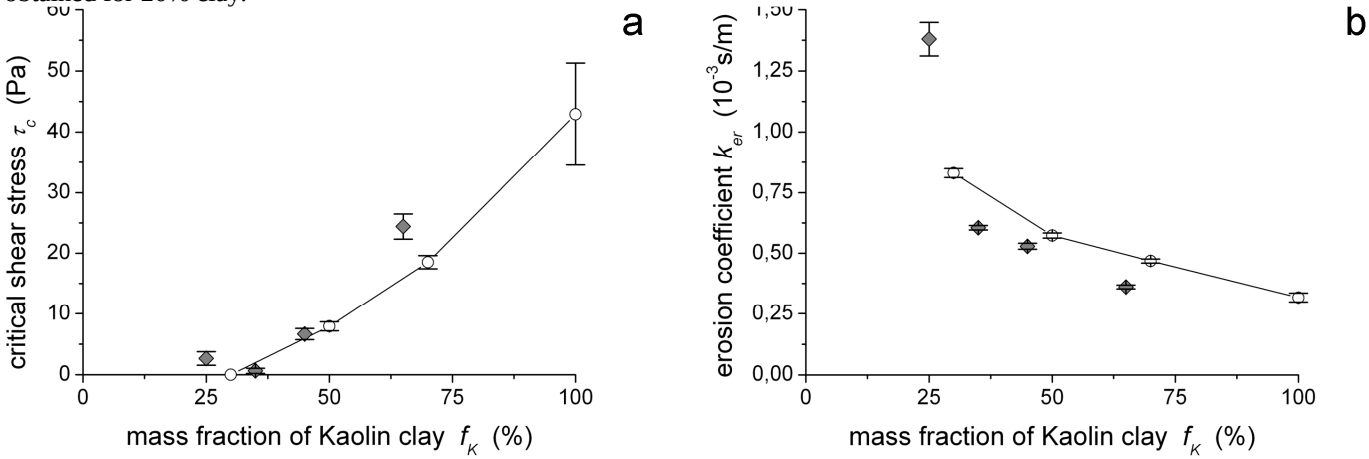


Fig. 9. (a) Critical shear stress τ_c and (b) erosion coefficient k_{er} as functions of mass fraction of clay f_K for Kaolin clay–Sand mixtures (white round point) and Kaolin clay–Silt–Sand mixtures (gray diamond).

Results on Kaolin clay-Silt-Sand mixtures (Table 1) are represented on Fig. 8(b). The varying parameters are in this case not only the mass fraction of clay but also the amount of Silt. Experimental data for the different soil specimens can again be differentiated and HET allows separation of the behavior of the different textures. In particular, the texture K25Si05Sa70 on one side and the texture K65Si05Sa30 on the other are distinct from the textures K35Si25Sa40 or K45Si40Sa15. The texture K25Si05Sa70 clearly shows higher sensitivity to erosion and the texture K65Si05Sa30 is clearly most resistant.
These additional results demonstrate that the suggested method is applicable to evaluating complex soil textures (i.e. complex soil mixtures). Comparison on parameters can thus be done.

Summary and Comparison: Influence of Clay Fraction

As shown in the case of Kaolin clay-Sand mixtures and for Kaolin clay-Silt-Sand mixtures, an important parameter is the clay mass fraction f_K . For summarizing the results from the various textures, critical shear stress τ_c and erosion coefficient k_{er} are extracted from the linear fit of erosion data (Fig. 8) corresponding to the erosion law (Equation 2). These data are represented on Fig. 9 as a function of the clay mass fraction f_K .
Looking at the data concerning the Kaolin clay-Sand mixtures, the critical shear stress increases and the erosion coefficient decreases when the clay mass fraction increases. These trends was expected and previously observed that soil textures with higher clay fraction are more resistant to erosion (Bendahmane et al. 2006). The experimental point can thus be seen as a master curve describing the erosion properties of our Kaolin clay-Sand mixtures compacted at 95% of the optimum standard Proctor density with the optimum water content.
Furthermore, data concerning the Kaolin clay-Silt-Sand mixtures are analyzed. These data are also shown on Figure 9; and they are distributed near the previously described master curve. This finding suggests that the clay mass fraction is a critical parameter of such mixtures. In particular, it should be noted than representing data as a function of sand mass fraction (or clay+silt mass fraction) results in noticeable loss in correlation especially for the critical shear stress.

Conclusion

An improvement of the classical Hole Erosion Test by adding a turbidimeter and the interpretation method by analyzing the turbidity signal was presented.
After presenting the test setup and protocol, we compared erosion characteristics issued from different interpretation methods. Whereas results from the different methods may be comparable, the use (and interpretation) of turbidity signal represents a significant improvement for real time estimation of instantaneous dimensions of the hole and eroded mass of soil. The final results are confirmed / corrected with known final hole dimensions.
This physical approach is based on particle concentration in outflow as an indication of eroded soil and does not employ hydraulic hypotheses due to a transient flow regime and unstable roughness of the hole.
This new method was tested on reference materials using different kaolinite clay, silt and sand mixtures and the results are reported. The critical shear stress and the erosion coefficient are both influenced strongly by the clay fraction. Soil samples tested up to now are remolded and dynamically compacted in several layers. The next step will be to perform this test on undisturbed, cored samples for erosion diagnosis of existing earthworks.

Acknowledgments.

We thank T.L. Pham and J.L. Tacita for valuable help with the test set-ups and experiments. I. Haghighi benefits from student financial supports delivered by the IFSTTAR and the French public work ministry. This work was partly financially supported by the French research program “ANR ERINOH”.

References

Arulanandan, K., Gillogley, E., and Tully, R. (1980). “Developpement of a quantitative method to predict critical shear stress and rate of erosion of natural undisturbed cohesive soils.” Tech Rep. GL-80-5, U.S. Army Engineers, Waterways Experiment station, Viksburg, MS EU.

ASTM D4647 (2006). “Standard test method for identification and classification of dispersive clay soils by the pinhole test.” American Society For Testing and Materials, West Conshohocken, Vol. 04.08.

ASTM D698 (2007). “Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort.” American Society For Testing and Materials, West Conshohocken, Vol. 04.08.

ASTM D4221 (2011). “Standard test method for dispersive characteristics of clay soil by double hydrometer.” American Society For Testing and Materials, West Conshohocken, Vol. 04.08.

Benahmed, N., and Bonelli, S. (2007). “Etude expérimentale de l’érosion interne d’une kaolinite.” 25e rencontre de l’AUGC, Bordeaux, France.

Bendahmane F., Marot D., Rosquoët F. and Alexis A. (2006) "Characterization of internal erosion in sand kaolin soils." European Journal of Environmental and Civil Engineering, V.10, n°4, 505-520.

Bendahmane, F., Marot, D., and Alexis, A. (2008). “Experimental Parametric Study of Suffusion and Backward Erosion.” J. Geotech. and Geoenviron. Eng., 134(1), 57–67.

Blais, J-P. (2004). “Typologie de l’érosion interne et érosion interne des digues fluviales, Une courte revue bibliographique.” Colloque technique sur la sécurité des digues fluviales et de navigation, Orléans, France, 65–70.

Briaud, J.-L, Ting, F. C. K., Chen, H. C., Cao, Y., Han, S. W., and Kwak K. W. (2001). “Erosion Function

Apparatus for Scour rate predictions." J. Geotech. and Geoenviron. Eng., 127(2), 105–113.

Briaud, J.-L. (2008). "Case Histories in Soil and Rock Erosion: Woodrow Wilson Bridge, Brazos River Meander, Normandy Cliffs, and New Orleans Levees." J. Geotech. and Geoenviron. Eng., 134(10), 1424–1447.

Bonelli, S, Brivois, O, Borghi, R., and Benahmed, N. (2006). "On the modelling of piping erosion." C.R. Mecanique, 344(8-9), 555–559.

Bonelli, S., and Brivois, O. (2008). "The scaling law in the hole erosion test with a constant pressure drop." Int. J Numer. Anal. Meth. Geomech., 32(13), 1573–1595.

Boussaid K., Ferber V., Garnier J., Thorel L. (2003) "Intermediate soils for physical modelling. ", Geotch. Measurements and Modelling, Natau, Fecker & Pimentel Eds. Swets & Zeitlinger, Lisse, 435–440

Chapuis, R. P. (1986). "Use of rotational erosion device on cohesive soils." Transportation Research Record, 1089, 23–28.

Chapuis, R. P., and Gatien, T. (1986). "An improved rotating cylinder technique for quantitative measurements of the scour resistance of clays." Can. Geotech. J., 23, 83–87.

Chevalier, C., Haghighi, I., Pham, T.L., and Reiffsteck, P. (2010). "Two complementary tests for characterizing the soil erosion." Fifth International Conference on Scour and Erosion, San Francisco.

Fell R, Fry J-J (2007) "Internal Erosion of Dams and Their Foundations." Taylor & Francis, London.

Foster, M., Fell, R. and Spannagle, M. (2000). "The statistics of embankment dam failures and accidents." Can. Geotech. J., 37, 1000–1024.

Fry, J.J., Degoutte, G., Goubet, A., (1997) "L'érosion interne : typologie, détection et réparation. " Barrages & Réservoirs, n°6, 126.

Guiton, M. (1998). "Ruissellement et risque majeur, Phénomènes, exemples et gestion spatiale des crues." Études et recherches des LPC Série Environnement et Génie Urbain EG13.

Hanson, G. J. (1991), "Development of a jet index to characterize erosion resistance of soils in earthen spillways." Transactions of the ASAE, 34(5), 2015-2020.

ISO (2002) ISO 14688-1 "Geotechnical investigation and testing, Identification and classification of soil, Part 1: Identification et description.".

ISO (2004) ISO 14688-2 "Geotechnical investigation and testing, Identification and classification of soil, Part 2: Principles for a classification.".

Lane, E. W. (1935). "Security from underseepage: Masonary dams on earth foundations." Trans. Am. Soc. Civ. Eng., 100, Paper No. 1919, 1235–1272.

Monnet, A. (1998). "Boulance, érosion interne, renard. Les instabilités sous écoulement." Revue Française de Géotechnique, 82, 3–10.

Moody, L. F. (1944). "Friction Factors for Pipe Flow," ASME Trans., 66, 671–684.

Pham, T.L. (2008). "Erosion et dispersion des sols argileux par un fluide." PhD Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

Reddi, L. N., Lee, I., and Bonala, M. V. S. (2000). "Comparison of internal and surface erosion using flow pump test on a sand-Kaolin mixture." Geotech. Test. J., 23(1), 116–122.

Reiffsteck, P., and Nguyen Pham, P.T. (2005). "Influence de la répartition granulométrique sur le comportement mécanique d'un sol." 16th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Osaka, Balkema.

Reiffsteck, P., Pham, T. L., Vargas, Paihua R.S. (2006). "Comparative study of superficial and internal erosion tests." 3rd Int. Conf. Scour and Erosion, Amsterdam,

Reiffsteck, P. (2007). "Evaluation of erosion of soil used in dykes and earth embankments which are subjected to flood." Workshop on Internal Erosion and Piping of Dams and Their Foundations, Aussois, France, 191–202.

Sanchez, R.L., Strutynsky, A.I., and Silver, M.L. (1983). "Evaluation of the erosion potential of embankment core materials using the laboratory triaxial erosion test procedure." Tech Rep. GL-83-4, U.S. Army Engineers, Waterways Experiment station, Viksburg, MS EU.

Shan, H., Wagner, A., Kerenyi, K., Guo, J., and Xie, Z. (2011) "An Ex-situ Scour Testing Device for erosion research of cohesive soils." Proceedings of the engineering mechanics institute 2011 conference Wang, M., Bernal, D., Hajjar, J. and Cao, Y. Ed., Boston, MA, 1020-1027.

Skempton, A. W., and Brogan, J. M. (1994). "Experiments on piping in sandy gravels." Géotechnique, 44(3), 440–460.

Soudain M. (2004) "Come rain, come shine" Geotechnics of transports, Ground engineering, 14-15

Terzaghi, K. (1943), "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons, New York

Volk, G. M. (1937), "Method of Determination of the Degree of Dispersion of the Clay Fraction of Soils," Proceedings, Soil Science Society of America, 432–445.

Wan, C.F., and Fell, R. (2002). "Investigation of internal erosion and piping of soils in embankment dams by the slot erosion test and the hole erosion test." UNICIV Report, no. R-412.

Wan, C.F., and Fell, R. (2004). "Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams." J. Geotech. Geoenv. Eng., 30(4), 373–380.

White F.M. (1999), "Fluid Mechanics", McGraw–Hill

Yang, S., Lacasse, S., and Sandven, R. (2005) Determination of the Transitional Fines Content of Mixtures of Sand and Non-plastic Fines, Geotech. Testing J., 29(2), 102-107

2 Essais croisés entre « HET » et « ESTD »

2.1 Essais réalisés

Le « Ex Situ Erosion Test Device » présenté dans la section 5.3.1.2 du chapitre 1 est un dispositif expérimental destiné à mesurer l'érodabilité des sols de support de fondations des ouvrages de franchissement pour prédire le risque d'affouillement de leurs fondations. Il génère un profil d'écoulement logarithmique analogue au profil des fonds fluviaux (Figure II.4). Par conséquent, les sols testés ont un degré de saturation élevé et des teneurs en eau considérablement plus élevées que ceux des matériaux compactés des ouvrages en terre.

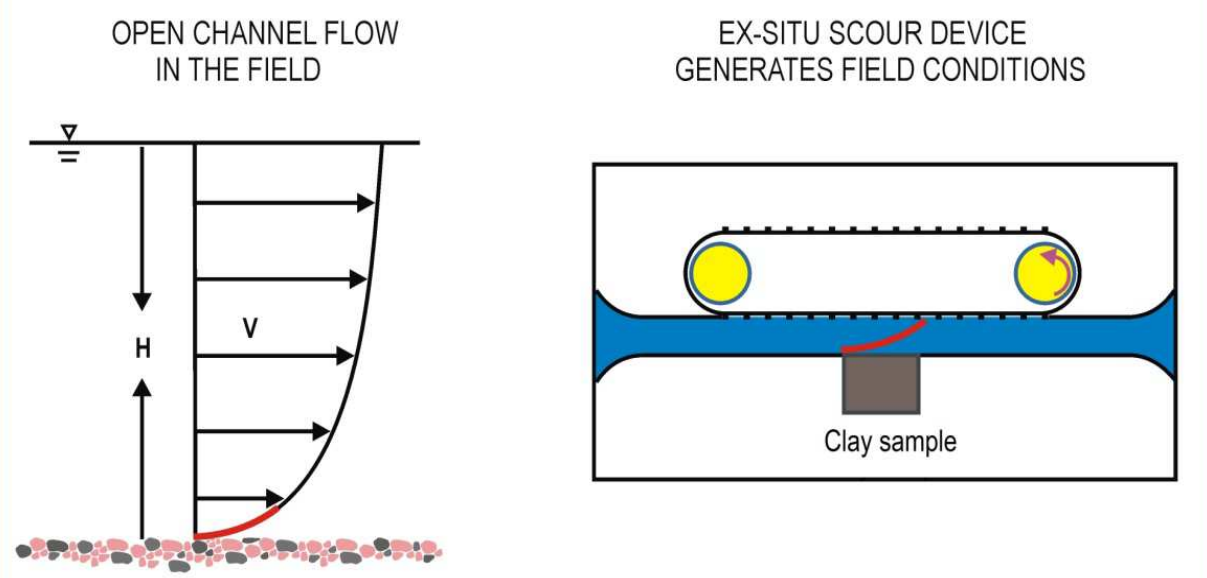


Figure II.4 – Analogie du profil d'écoulement dans une structure d'écoulement à surface libre et dans l'« ESTD » (source Kerenyi et al. 2011).

Dans l'optique d'élargir le champ d'application du dispositif de « HET » un protocole d'essai modifié est mis en place pour étudier la faisabilité de réaliser des essais sur les sédiments et les résultats sont comparés à ceux de l'« ESTD ».

Les sédiments ont une teneur en eau plus élevée que leur limite de plasticité. Par conséquent, ce n'est pas possible d'assurer la stabilité d'une éprouvette percée pendant la phase d'évacuation de l'air de la cellule d'essai. Pour cela, le protocole d'essai classique est légèrement modifié : une tige métallique est introduite longitudinalement au milieu de l'éprouvette après le compactage au lieu du perçage au foret. L'éprouvette est mise en place dans la cellule d'essai. La tige est alors attachée à une ficelle insérée dans la partie aval du circuit d'essai. Puis, le circuit d'essai est monté et mis en charge (comme décrit dans la section 1.2). La tige est alors retirée après cette étape est l'essai est démarré et poursuivi avec le protocole classique. La tige mesure 2 mm de diamètre. Ce diamètre est choisi plus petit que

le trou initial habituel. Ceci pour prendre en compte l'obtention d'une masse érodée plus grande afin de pouvoir caractériser plus précisément l'érodabilité très élevée de ces matériaux.

Concernant les essais effectués à l'aide de l'« ESTD », les éprouvettes sont prélevées dans un sol compacté à l'énergie de compactage Proctor dans un moule standard 6 pouces (152mm, ASTM D1557, (2009)e1). Des trousses coupantes de 63.5 mm de diamètre (2,5 pouces) chanfreinées coté extérieur sont utilisées pour le prélèvement des éprouvettes.

Une fois l'éprouvette montée sur son embase, elle est recouverte d'une plaque pour ne pas être perturbée pendant la mise en charge du canal. La plaque est enlevée par la suite et l'éprouvette est soulevée jusqu'à un niveau de 0,5 mm plus élevé que le fond du canal. Puis l'essai est lancé. Plusieurs vitesses d'écoulement sont générées par la ceinture et l'éprouvette est soulevée de $\Delta y = 0{,}5mm$ à chaque fois qu'elle s'érode jusqu'à affleurer le fond du canal. La période entre deux soulèvements du fond de l'éprouvette est appelée Δt_i. La contrainte de cisaillement (τ_i) se calcule comme la valeur moyenne mesurée par les capteurs de force placés sous l'éprouvette pendant Δt_i et le taux d'érosion est calculé :

$$\dot{\varepsilon}_i = \frac{\Delta y}{\Delta t_i}\rho_d$$

Deux textures de sols sont étudiées ainsi. La première est la kaolinite armoricaine pure à une teneur en eau de w = 42% compactée à une densité sèche de ρ_d = 1240 kg/m^3 et la deuxième est un mélange de 50% de kaolinite armoricaine et 50% de sable de Fontainebleau à w = 25% et ρ_d = 1560 kg/m^3. Ceci correspond à un degré de saturation de Sr = 96% pour les deux textures de sol, comparable à l'état optimum Proctor standard (ASTM D1557 2009e1).

La Figure II.5 récapitule les résultats obtenus par les deux dispositifs. Les résultats de l'« ESTD » sont représentés par les moyennes et écarts type des mesures effectuées à la même vitesse appliquée par la ceinture crantée et les résultats des essais « HET » sous forme de nuages de point de contrainte de cisaillement en fonction du taux d'érosion. Notons qu'en comparant les résultats de « HET » avec les essais classiques à l'optimum Proctor standard (ASTM D1557 2009e1), une diminution significative de la contrainte critique est observée. La contrainte critique de 8 Pa pour la texture à 50% de kaolinite est réduite à une valeur non mesurable (pas de contrainte critique) et, pour la texture à 100% de kaolinite, la contrainte critique est diminuée d'un facteur supérieur à 10, de 46 Pa à 4,4 Pa. Le changement du coefficient d'érosion (la pente de la ligne de tendance), n'est par contre pas vraiment significatif. Pour la texture à 50% d'argile k_{er} = 2,4×10^{-4} s/m (contre 3,3×10^{-4} s/m pour l'optimum Proctor standard) et pour la texture à 100% d'argile k_{er} = 8,4×10^{-4} s/m (contre 5,6×10^{-4} s/m pour l'optimum Proctor standard).

Il existe un rapport de 3,5 entre les coefficients d'érosion de ces deux textures mesuré par HET. Ce rapport se retrouve également dans les essais ESTD. En revanche, pour un niveau de

contrainte donné le taux d'érosion est estimé à une valeur environ 2 fois plus grande pour les deux textures par l'ESTD. Cet écart reste cependant limité par rapport à d'autres essais croisés effectués par les autres dispositifs (Béguin 2012). Ceci constitue une première comparaison encourageante de deux dispositifs d'essais d'érosion de conduit et d'érosion en canal. Cette démarche demande d'être reproduite sur d'autres sols modèles ou naturels pour confirmer ces constats.

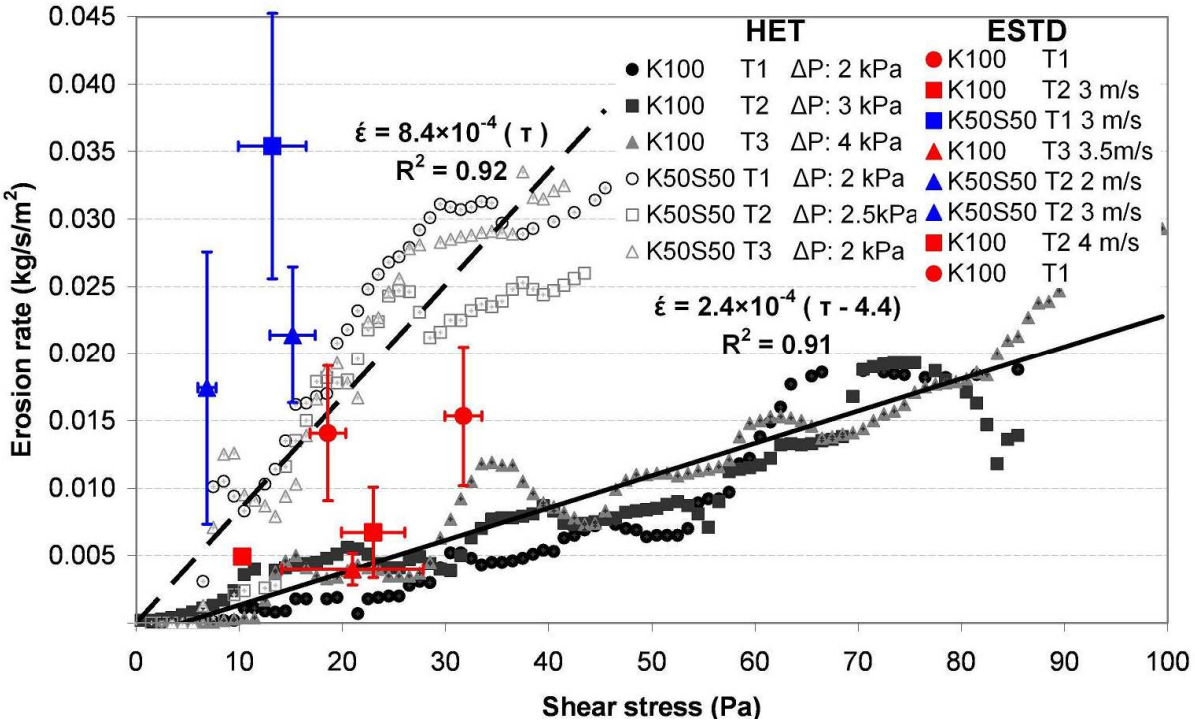


Figure II.5 – Comparaison des résultats d'essais croisés sur les dispositifs de HET et ESTD.

2.2 Conclusions

L'ESTD et le HET ont été utilisés pour effectuer des essais croisés sur des sols compactés à l'optimum Proctor et des sols à fortes teneurs en eau (par analogie avec des sédiments fluviaux). La réalisation d'essais sur des sols compactés au niveau de l'optimum Proctor standard (ASTM D1557 2009e1) ou modifié (ASTM D698 2007e1) a généré de nombreuses difficultés lors de l'exécution des essais avec l'ESTD à cause de l'hydratation des éprouvettes pendant la mise en charge du dispositif. De plus, les éprouvettes à très fortes teneurs en eau destinées à être testées par l'HET s'écroulaient avec le protocole d'essai habituel. Le changement de protocole de HET (mise en eau du trou après la mise en charge de la cellule) permet de réaliser des essais sur ces types de sols. Ceci nous a permis de réaliser pour une première fois des essais croisés sur des textures de sols identiques à l'aide de HET et d'un dispositif d'érosion en canal (ESTD). Cela nous a mené à étudier la faisabilité des essais HET pour la caractérisation de la sensibilité à l'affouillement des fonds fluviaux, par exemple.

Les résultats de ces essais démontrent premièrement une bonne discernabilité entre les différents essais HET effectués sur des textures à forte teneur en eau. Le coefficient d'érosion (équation I.13) est environ 3,5 fois plus élevé pour les éprouvettes sablo-argileuses par rapport à celui des éprouvettes purement argileuses. Cette tendance s'observe également dans les essais effectués à l'aide d'ESTD. Les taux d'érosion sont cependant mesurés à une valeur environ deux fois plus élevée par l'ESTD que par le HET pour les deux textures de sol testées. Cet écart reste étroit et contrôlé par rapport à d'autres comparaisons d'essais réalisées à l'aide de dispositifs différents. Ceci constitue un signe encourageant pour la caractérisation de l'affouillement par le dispositif d'essai d'érosion de trou et pour la poursuite de l'étude.

III. Chapitre 3. Caractérisation de la sensibilité à l'érosion externe par l'érodimètre à jets mobiles (MoJET)

L'érodimètre à jets mobiles (« Mobile Jets Erosion Test ») ou MoJET présenté dans la section 5.3.2.1 du chapitre 1 a pour but de caractériser l'érosion d'une couche fine de surface. L'essai a l'avantage d'être à la fois utilisable en laboratoire et sur le terrain. Le dispositif consiste en six jets d'eau rotatifs qui attaquent perpendiculairement la surface du sol. L'article « Erodibility diagnostic of existing hydraulic earthworks by Mobile Jets Erosion Test » reproduit à la suite, décrit, en détail, le principe d'essai le protocole de réalisation d'essais *in situ* et au laboratoire et présente ensuite les résultats de trois campagnes d'essai terrain menées sur des ouvrages de différents types de la vallée de la Loire.

L'appareillage est composé d'une partie mécanique active, appelée « érodeur », constituant une chambre d'érosion avec un diamètre intérieur de 15,2 cm, un module d'alimentation en eau (réservoir d'eau sous pression ou pompe à eau), un dispositif de sortie et un récipient de recueil des effluents. Un groupe électrogène est également utilisé. De ce fait, le dispositif est peu encombrant et facilement déplaçable sur le terrain. Il nécessite la présence de trois opérateurs. Le sol n'est pas totalement submergé. Il s'agit d'un essai non destructif et non invasif. Les cicatrices générées sur la surface de l'ouvrage sont peu visibles après l'essai.

Le dispositif d'essai permet de tester le sol dans un état naturel non remanié. Les jets tournant projettent de l'eau à une vitesse d'environ 8.5 m/s de façon non immergée sur la surface de sol afin d'éroder une surface représentative de faible épaisseur de sol. L'érodabilité du sol est caractérisé par la masse sèche du sol érodé au cours de temps. Les effluents (l'eau chargée en matière érodée) sont récupérés, en général, dans 7 pas de temps pendant 12 minutes.

Quelques remarques peuvent être faites sur cet essai : le biais des mesures est minimisé par les différentes mesures au cours du temps, l'évolution du taux de matière érodée est quantifiée pendant l'essai, des éventuelles fuites à cause de fissures et de vides créés, par exemple, par des macro-activités biologiques peuvent être repérées à partir de la proportion d'eau récupérée par rapport à l'eau introduite. Les effluents sont séchés au laboratoire et la charge solide mesurée sert à caractériser l'érosion, la masse totale érodée étant mesurée au cours du temps. Une autre courbe caractéristique est obtenue en considérant le taux d'érosion moyen, c'est-à-dire en divisant la masse sèche érodée à chaque intervalle de temps par la durée de ce dernier. L'ensemble des caractéristiques, des données mesurées et des interprétations de chaque essai est synthétisé sous forme d'une fiche. Une fiche d'essai est présentée, à titre d'exemple, à la Figure III.1. Par ailleurs le niveau moyen du sol est mesuré (en 12 points) avant et après l'essai. Il est alors possible d'évaluer la profondeur moyenne d'érosion.

L’influence de plusieurs paramètres est examinée sur la sensibilité de différentes textures de sol à l’érosion de surface. Les résultats mettent en évidence, une nouvelle fois, la difficulté d’évaluation indirecte de cette sensibilité d’où l’intérêt de réaliser les essais dédiés.

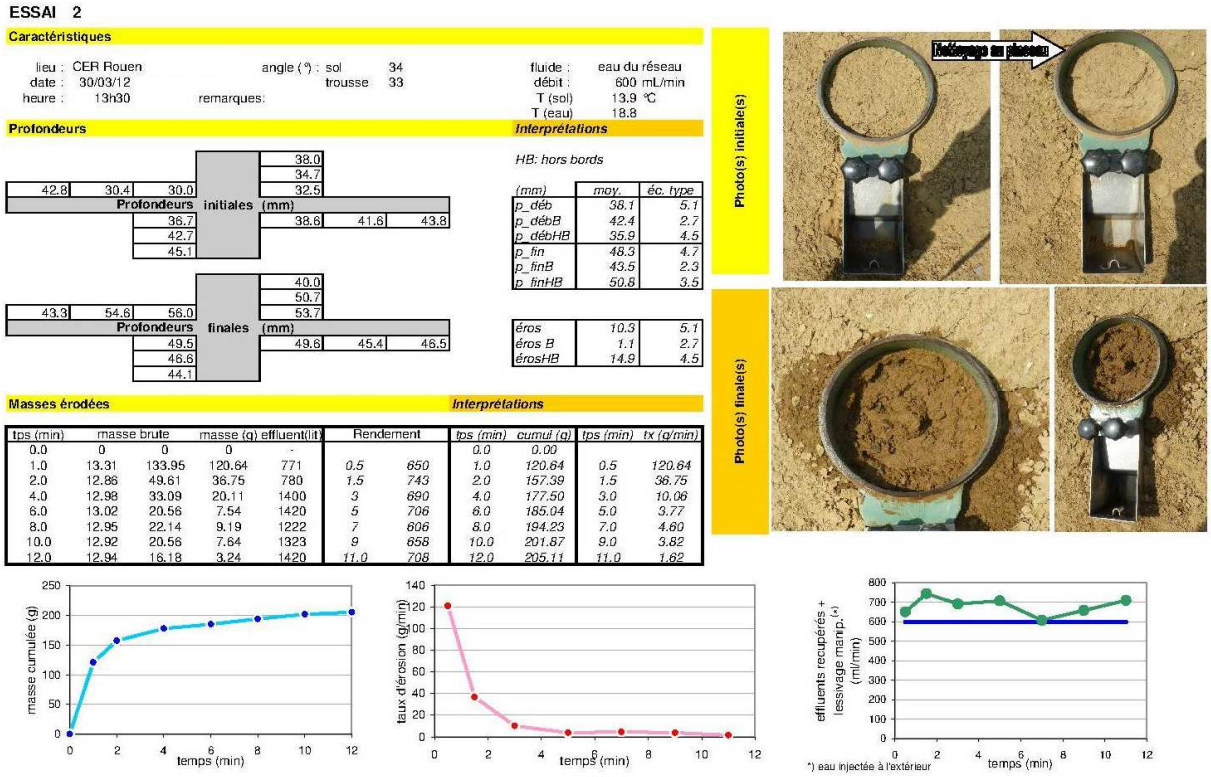


Figure III.1 – Exemple de fiche d’essai *in situ* d’érodimètre à jets mobiles.

Erodibility diagnostic of existing hydraulic earthworks by Mobile Jets Erosion Test

Iman Haghighi[1], Christophe Chevalier[1], Philippe Reiffsteck[1], Édouard Durand[2]

[1] *Université Paris Est, IFSTTAR, GER*
Boulevard Newton
77420 Champs-sur-Marne, France
christophe.chevalier@ ifsttar.fr

[2] *CETE Normandie-Centre*
11 rue Laplace, 41029 Blois
edouard.durand@developpement-durable.gouv.fr

ABSTRACT. *Measuring sensitivity to erosion in-situ with dedicated tests is of great interest since it allows testing the soil in its real initial state with the possibility to carry out tests on the earthwork close to a breach for example. This is the purpose of devices like the Mobile Jets Erosion Test (MoJET). The MoJET consists mainly of an active mechanical part, called the "eroding unit", projecting water jets perpendicularly to the soil surface. Six water jets of similar and well defined characteristics are used and rotate during the test to cover the testing surface. The effluent charged of eroded soil is collected in different time steps and the eroded mass as a function of time is used to perform qualitative evaluations of surface erosion. This paper reports three MoJET field test campaigns and discusses the effects of a number of parameters on surface erodibility of existing hydraulic earthworks in Loire valley, France.*

RÉSUMÉ. *La mesure in-situ de la sensibilité à l'érosion à l'aide d'essais dédiés est d'un grand intérêt car elle permet de tester le sol dans un état naturel avec la possibilité de réaliser des essais de répétabilité sur des ouvrages hydrauliques en terre au voisinage d'une brèche par exemple. Ceci est l'objectif d'appareils de mesure comme l'Érodimètre à Jets Mobiles (MoJET). Le MoJET est constitué d'une partie mécanique active, appelée « érodeur » qui projette des jets d'eau dirigés perpendiculairement à la surface du sol. Six jets d'eau de caractéristiques semblables et bien définies sont mis en rotation et utilisés durant l'essai. Les effluents chargés du sol érodé sont collectées aux différents pas de temps et la masse solide sèche (masse érodée) est déterminée en fonction du temps pour comparer les comportements de différents sols. Cet article présente les résultats de trois campagnes d'essais sur le terrain et discute l'influence de plusieurs paramètres sur l'érodabilité de surface des ouvrages hydrauliques en terre de la vallée de la Loire, France.*

KEY WORDS: *erosion, field test, levee, jet test, cohesive soil, Loire valley.*

MOTS-CLÉS: *erosion, essai terrain, digue, essai à jet, sol cohésif, vallée de la Loire*

1. Introduction

The assessment of the erosion of cohesive soils is of a great importance in practical problems such as river channel degradation, bank stability, bridge scour, culvert scour, earthen spillway erosion, road embankment, levee, and earth dam overtopping. In France the ancient earthworks, still in service up to many coastal and fluvial levees from the 20th century were not designed with filters and surface erosion protection.

The detachment process in cohesive soils is a complex phenomenon and would depend on many soil parameters, including plasticity index, clay fraction, nature of clay, density or compaction, water content, dispersion and soil structure (Hénensal 1990). Due to the complexity of erosion resistance and often subtle dependencies of one parameter to another, soil classification indexes have not proved useful as erosion predictors (Paaswell 1973). Because soil classification indexes have not been conclusive predictors of erodibility (Briaud 2008) there is a need for development of direct testing methods.

Laboratory erosion tests are a convenient way to understand how various factors affect the complicated process of soil erosion. Many apparatus able to produce an artificial erosion of a soil surface have been thus developed in the past decades (Arulanandan et al. 1980, Sanchez et al. 1983, Bendahmane et al. 2006). The Erosion Function Apparatus (EFA) (Briaud 2008) and the Hole Erosion Test (HET) (Wan and Fell 2002, 2004, Haghighi et al. 2012) are laboratory devices that can test reconstructed and undisturbed soil specimens. The EFA evaluates the shear stress based on flow velocity and the erosion rate by recording the travel of the piston pushing the specimen into the channel and dividing by the time of flow. The HET can evaluate the shear stress based on the pressure drop of a flow passing through a hole drilled in the specimen and the erosion rate by recording the turbidity of the outflow correlated to direct initial and final measurements.

Nevertheless, field tests are of great interest because they allow testing of the soil in its real initial state with the ability to repeat the test on the structure (for example close to a breach). This is the case of the jet erosion test developed by Hanson (1993) and standardized by ASTM (D698, 2007) and the Mobile Jets Erosion Test (MoJET) developed at former LCPC by Hénensal and Duchatel (1990).

Jet testing of cohesive materials has been conducted in the laboratory (Dunn 1958, Moore and Masch 1962, Hollick 1976, Hanson 1992, Marurek et. al. 2001) as well as in-situ (DelVecchio and Moonen 1980, Hanson 1990). The majority of jet tests cited above have consisted of a submerged circular jet oriented perpendicular to the soil surface and there have been a few studies of erosion by submerged plane wall jets (Mazurek et al. 2003). The soil removal with water jets are specially applied in excavations with high speed jets (Atmatzidis and Ferrin 1983). DelVecchio and Moonen (1980) utilized a non-submerged circular jet oriented perpendicular to the soil surface for site-specific testing of earthen spillway materials. They made relative comparisons of erosion resistance based on volume of material removed over time.

Study of the problem is complicated by many factors including soil parameters and hydraulic parameters such as monitoring of the scour depth and shape dependent

to the soil structure and determining the stress applied by a water jet to the soil surface. It is common in assessing the erosion of cohesive soils to assume that the rate of erosion $(\dot{\varepsilon})$ or the mass of soil eroded per unit area and time, (SI unit: $kg \cdot m^{-2} \cdot s^{-1}$), in a tangent plane to the surface, is proportional to the effective shear stress in excess of the critical shear stress and is often expressed as the relationship (1) known as the erosion law:

$$\dot{\varepsilon} = k_{er}(\tau - \tau_c), \quad (1)$$

where

k_{er} = the erodibility or detachment coefficient (m/s)

τ = the effective hydraulic shear stress (Pa)

τ_c = the critical shear stress (Pa)

The erosion law is an empirical relationship. The terms k_{er} and τ_c are soil parameters, whereas the term τ is a hydraulic parameter. In consequence, it is intricate to have reliable in-situ estimations of these parameters.

Hanson and Cook (2004) proposed to characterize the erodibility of a soil in terms of its critical shear stress and an erosion rate coefficient by means of the Jet Erosion Test. A metallic cylinder is driven into the soil to provide a seal for the jetting tank which is filled with water from a nearby source. A nozzle, submerged in the jetting tank, is aimed at the soil surface. Periodically during the jetting process, the depth of the eroded hole is measured with a rod and plotted as a function of time. The equilibrium depth of the hole made by the jet in the soil is the depth at which the critical shear stress is reached at the bottom of the hole and erosion stops. This depth is obtained from the depth measurements as a function of time and if necessary by hyperbolic extrapolation. The exit velocity at the jet is calculated from the head difference. The shear stress applied by the jet on the soil at a given time is calculated from its relationship with the velocity. The core length of the jet at the start of the test is used together with the initial shear stress and the equilibrium depth to obtain the critical shear stress. The measured curve linking the normalized depth of the hole to the normalized time can then be plotted. This curve is fitted with the equation which contains the slope of the erosion function. The JET results give the slope of the erosion function (k_{er}) and the critical shear stress (τ_c) for that particular soil. The JET requires a large water source that may limit some sampling locations. The device is also limited to testing only surficial areas in the field.

Nevertheless, the parameters obtained with this method are considerably different with the ones measured with other test devices. Marot et al. (2011) have proposed a classification method based on the energy dissipated by erosion and the total eroded masse. This new interpretation method gives erosion resistance indexes which are roughly the same for series of tests on variable erosion resistances tested with the Hanson's device and the Hole Erosion Test.

One of the most recent test methods for in-field erodibility estimation of a soil texture is the Pocket Erodometer Test (PET) (Briaud 2012). PET is a simple water gun which was developed and calibrated by comparison to the EFA in an effort to create a much faster testing method of determining the erodibility of a soil in the

field or in the laboratory otherwise to obtain a “real time” field value of the erodibility of a soil.

The present study concerns the in-situ application of Mobile Jets Erosion Test through field studies in Loire valley, France. The MoJET is a light erosion test device with a relatively quick setup that is able to be run either on field or in the laboratory on rather undisturbed soil specimens or reconstituted and compacted soil samples. The main difference between JET and MoJET is the power of water jets and as a result the depth of tested soil layer.

The MoJET consists of six rotating water jets impacting perpendicularly the surface of the soil. The jets are not submerged but the eroded soil surface that is in a shape of circular grooves traced by water jets are immersed is the most cases. The erosion is characterized through collecting the outflow in different time steps and quantifying the eroded mass by oven-drying and measuring the erosion depth at the end of the test.

In this paper, basic features of the Mobile Jets Erosion Test are given and experimental protocol is described. Then the test mechanisms are briefly explained. Further on, three testing fields are chosen in the Loire valley, France to study and characterize the sensitivity of existing earthworks to the surface erosion. The first site presented is the Briare canal at the location of a breach formed in the levee in 2002 and repaired later on. The second site is the fuse plug of the Montlivault weir designed to lead exceptional floods in anticipated areas. And the third site is the Authion levee designed to protect urban and agricultural zones near Angers against the great floods of the Loire river. The conclusions and recommendations are given after all, based on the test results discussed for each test field.

2. Experimental Method

With the aim of correlating the soil sensitivity to erosion with basic soil specifications such as plasticity index, methylene blue adsorption value, activity, texture and friction angle, Henensal undertook a research program in the formar Laboratoire Central des Ponts et Chaussées in early 1990s (now Ifsttar). The principal result of this framework was the development of Mobile Jets Erosion Test (Henensal and Duchatel, 1990, Henensal 1993). As mentioned before, the MoJET consists of rotary water jets eroding a fine layer at the surface of soil. This test can be run in a laboratory or in the field, both on remolded soils or on the surface of an earthwork.

The original version of the device used a small pressurized water tank under a pressure of 1 bar (100 kPa) applied by a Nitrogen cylinder to erode the soil surface during 1 min to measure the eroded dry mass transported by outflow. This test protocol has a number of disadvantages both in the technical and the operational point of view.

- The Nitrogen cylinder has a limited capacity for a high number of tests.
- The flow rate of nozzles depends strongly to the position of the water tank and the in-situ setup of hydraulic circuit.

- The test protocol doesn't give any further information about the dynamics of erosion processes.
- The applied water jets has an unrealistically high intensity in comparison with real failure situation.

The last version of the test apparatus consists of the principal active mechanical part, called the eroding unit, an adjustable pump, a flowmeter, a water supply tank with the possibility of being pressurized to be able to generate desired flow rate in a large panel of site configuration. The power is provided with a portable generator (Figure 1a). The MoJET is carried out on a circular surface of 152 mm in diameter which corresponds to a standard 6 inches mold (ASTM D698 2007e1).

The eroding unit projects water jets perpendicular to the initial surface of the soil which one wants to measure the sensitivity to surface erosion. Six conical water jets with 0.5 mm diameter nozzles of similar and well defined characteristics are used. The nozzles are set up on a rotating arm with a rotation speed of 5 revolutions per minute. The external geometry of this apparatus is quite similar to the submerged jet device developed by Hanson (1993). However in the MoJET apparatus, the water jets are not fully submerged and the much lighter water jets are rotating during the test in order to reduce the small heterogeneity effects and discontinuities on the soil surface. As a result, the apparatus tests a thin surface of soil of a few centimeters that gives specially the possibility of studying the effects of surface crusting and vegetation. Moreover, the test method can be classified as non-destructive because the scars made by the water jets are on a thin surface of the earthwork and a limited quantity of water is used.

The eroding unit is placed on a cutting ring fixed on the surface of the earthwork (Figure 1b). The outflow carries the eroded soil through a trumpet attached to the cutting ring. It is pumped out from the small tank at the bottom of the trumpet and collected in effluent bottles which are replaced for each time step. As for the laboratory tests a collar of the same shape is placed on the compacting mold. The outflow is taken directly in aluminum buckets to by oven-dried.

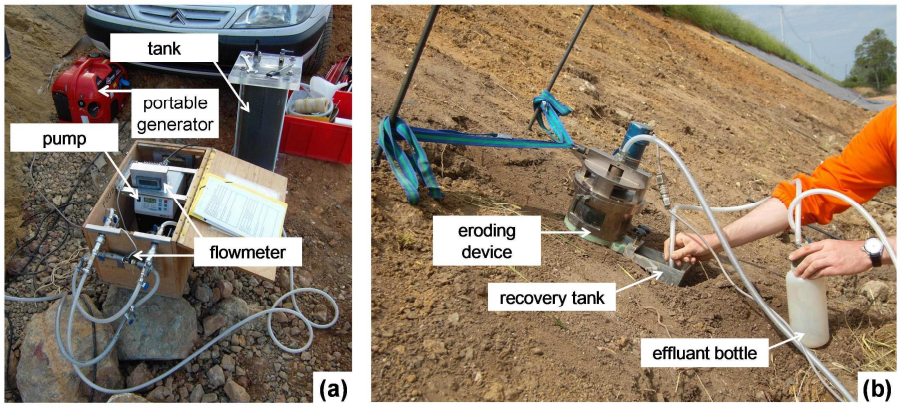


Figure 1. *Erosion test in progress: (a) device and water supply. (b) Eroding system and effluent recovery.*

Remolded soil specimens are prepared with the standard Proctor method (ASTM D698) modified to apply the same compaction effort (600 kN/m^2) to one layer of 48 mm thick (70 blows with the standard rammer, 24.5 N dropping from 305 mm) the upper surface is trimmed and the lower surface is tested (less disturbed than the upper one).

The total flow rate is fixed to 0.6 l/min means 100 ml/min per nozzle. Given that the diameter of each nozzle is 0.5 mm, the average velocity of flow is 8.5 m/s. The velocity can be confirmed aiming water jets horizontally at a given height (1 m for example) and measuring the horizontal distance traveled by jets. It shows specially the flow distribution between nozzles and the uniformity of water jets. In this case (0.6 l/min) the horizontal distance was measured 3.5 ± 0.15 m that gives a nozzle velocity of 8.3 ± 0.3 m/s. It corresponds to the appropriate velocity of 8 m/s calibrated for Pocket Erodometer Test with a distance of 10 to 150 mm to the surface of the soil (Briaud et al. 2012). The distance from the nozzles and the initial soil surface in MoJET is around 55-60 mm.

Hénensal found that the eroded surface should have a minimum slope of around 5° to evacuate or wash away the eroded mass for different soil types. This allows the soil particles to be washed from the grooves. Beyond this minimum, the slope does not have any significant effect on test results even for vertical surfaces (Hénensal and Duchatel 1990; Hénensal 1993).

2.1 *Test set-up*

The first step of the test procedure is to prepare the soil surface. As stated before for horizontal surfaces a minimum slope of 5 degrees should be created. The cutting shoe is then inserted gently in the soil. The initial surface is measured with a caliper across two perpendicular axes in 12 points where final eroded grooves will be formed. The eroding unit is then placed on the cutting shoe and fixed through two slings to two stakes to avoid any movement during the test and measurements. The outflow collecting tank is then cleaned, the rotor is turned on and the test is ready to start.

During the test the soil surface is subjected to the action of the water jets with the following test parameters:

- imposed flow rate of 0.6 l/min (standard protocol) or 2 l/min (modified protocol for highly erosion resistant soils),
- duration of the experiment: 12 minutes (standard, with sampling of the whole effluent at 1, 2, 4, 6, 8, 10 and 12 minutes) or 5 minutes (modified, with sampling at 0.5, 1, 2, 3, 4 and 5 minutes).

After the test, the effluent bottles are decanted to plastic bags to be transported to the laboratory. The out flow is oven-dried in the laboratory in order to determine the eroded soil dry mass. This solid load (i.e. eroded mass as a function of time) can be used to perform quantitative and qualitative evaluations of erosion, to establish correlations between the amount of soil erosion and the geotechnical properties or to compare the various soil behaviors. The effluent collection time steps are called $\mathbf{t_i}$ and the collected dry mass $\mathbf{m_i}$ which are the principal test results. Moreover, the

quantity of collected effluent is measured to make sure there is not any significant percolation in the soil surface and the existence of little “cavities” like an anthill for example.

Besides the soil sample shows grooves located where the water jets impact its surface (Figure 2). This scour depth is measured with a caliper across the same two perpendicular axes in 12 points to have further information about erosion mechanism.

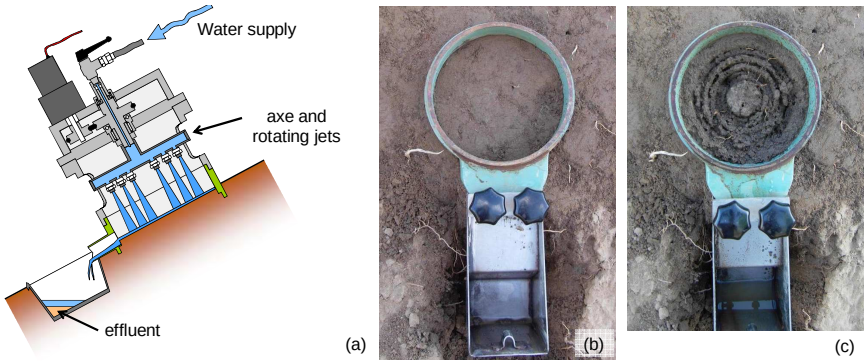


Figure 2. *Mobile jets erosion (MoJET) test set-up: (a) Schematic diagram of eroding unit. Image of eroding unit in field (b) before test and (c) after test.*

2.2 *General features*

In an attempt to understand the dynamics of erosion process created by water jets, a series of laboratory tests is carried out measuring the geometry of the specimens as a function of time. As stated before, the water jets erode the surface of specimens in form of grooves. In classic test protocol the depth of grooves are determined by measuring the distance between the initial and the final test surfaces with a caliper through 12 points.

For these tests it is feasible to scan the profile of the specimens by means of a laser scanner at the end of each time step (Figure 3). Two tests are taken to be presented here after. The first one is reconstituted from 50% of Armoricaine Kaolinite and 50% of Fontainebleau sand (NE34) and the second one of pure Armoricaine Kaolinite. They are compacted respectively with 14% and 26% of water content that corresponds to their optimum standard Proctor water content. The specimens are maturated at 20°C during 24 hours after compacting.

The global water content of the two specimens after the end of the test was respectively 19.5% and 35% means 5.5% of increase for the sandy textures and 9% for pure clay because the former one is more permeable and the later one have higher sorptivity.

Figure 4 show the typical results of the tests. In Figure 4a the cumulative eroded mass $(M(t))$ is shown as a function of time as below:

$$M(t_i) = \sum_{j \le i} m_j \qquad (2)$$

where m_j is the dry mass collected in each time step.

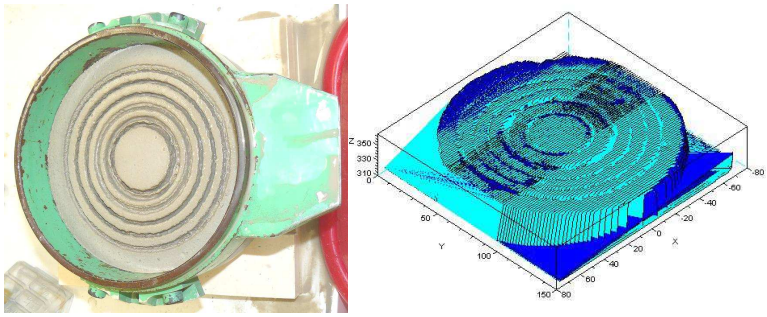


Figure 3. *Water jets tracing grooves on the soil surface illustrated in photo (left) measured with a laser scanner (right).*

As for the Figure 4b, the average erosion rate $(\dot{m}(t))$ is shown, i.e. the average mass eroded per unit time is shown over time:

$$\dot{m}\left(\frac{t_i + t_{i-1}}{2}\right) = \frac{m_i}{t_i - t_{i-1}} \qquad (3)$$

The $M(t)$ from (2) give a global index of erosion as the average erosion rate $(\dot{m}(t))$ from (3) illustrates better the dynamics and the evolution of erosion during the test. The shear stress applied by the jets on the wall of the grooves decreases as they become deeper. That is why the erosion rate declines for later time steps. Nonetheless, the tendency depends on the soil texture same as the evolution of grooves (Figure 5). The shape of the groove sections is more rectangular for clayey soils and more triangular with inclined walls for sandy soils (Figure 6).

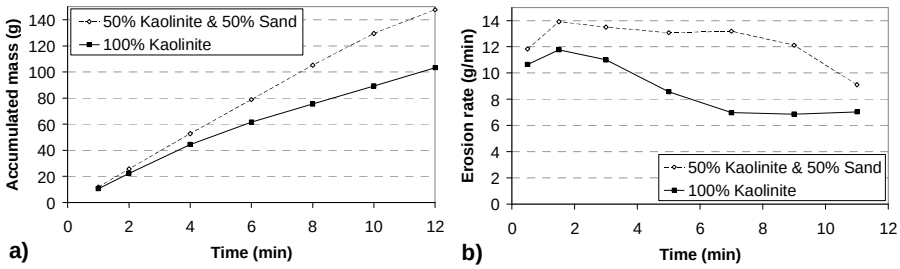


Figure 4. *Typical MoJET results (a) Accumulated mass (b) Average erosion rate as a function of time.*

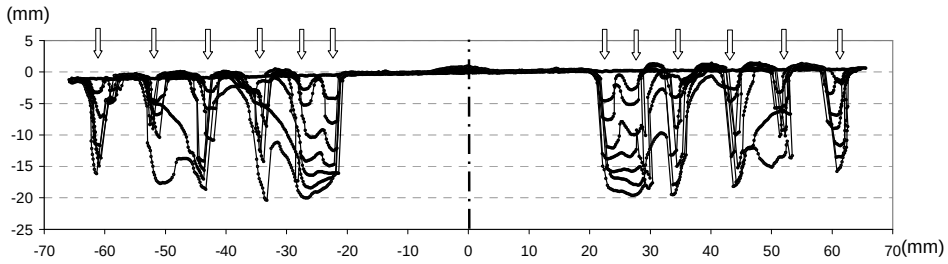


Figure 5. *Evolution of grooves during 12 minutes of test (100% Kaolinite).*

An interpretation model is under development to understand the dynamics of erosion caused by the jets. The model should take into account the action of 6 jets and correlate the eroded mass to the stress applied by eroding fluid. In addition, the applied stress depends on the groove shape varying from one soil texture to another.

In consequence, it is preferred to be concentrated this framework on the MoJET as a simple in-situ test device rather than interpreting the complex erosion mechanism caused by water jets.

For classic in-situ tests, the average erosion depths were obtained by measuring the average depth of grooves before and after the test by means of a digital caliper. These measures are important because:

- they are characteristic of the total amount of eroded soil and provide additional information to the dry mass eroded ;
- they allow understanding the dynamics of erosion caused by the jets (Pham 2008).

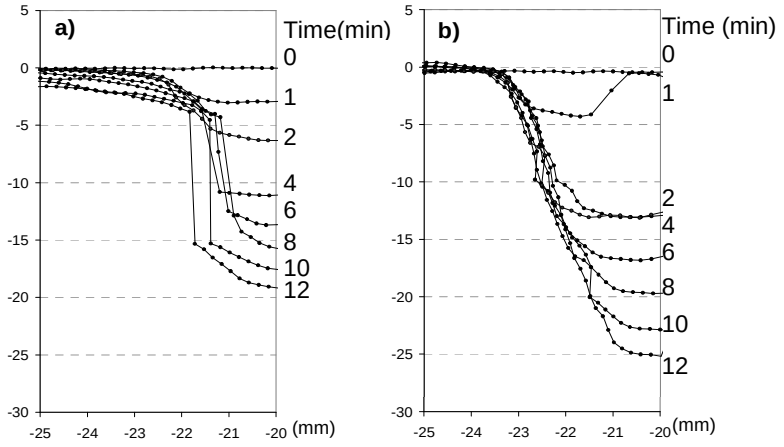


Figure 6. *Evolution of a groove during for two soil texures (a) 100% Kaolinite (b) 50% Kaolinite and 50% Sand (the horizontal axes scale are 4 times vertical ones).*

3. Loire valley – field tests

Loire valley is a vast and fertile area extending around the Loire river. The Loire was the first navigable river of France with a basin of 117 000 km^2 which represents more than a fifth of France's land area (Tockner et al. 2011).

Until 17th century, most of hydraulic earthworks of the Loire, some of them in place up to now, were aimed for water-way planning and flow diversion. As a consequence, they may have an intensifying effect on floods (Dion 1934 and 1961) and the Loire valley became one of the most frequently exposed to flooding.

First known as the turcies, formed of wood and earth, whose purpose was essentially to deflect the current. Levees appear in Anjou in the twelfth century. Under king Louis XIV, with Colbert, the idea was to have an unsinkable protection system. Following the historical flood of 1846, a great flood risk assessment mapping campaign was undertaken. The maps of 1854, called maps of Coumes, are extracted from a field survey conducted between 1848 and 1854 all along the Loire from Vorey to Saint-Nazaire (Tamam and Grivel 2009). With Coumes maps, one enters a new era of management of the Loire. After the two major historical floods of 1856, 1866, a prevention strategy was implemented by engineers, which led, the general program against flooding of the Second Empire (Le Bourhis 2007). Among other measures such as the construction and reinforcement of levees, the construction of weirs designed to allow expansion of the flood in dedicated areas is therefore programmed.

Nowadays more than 300 000 people live in the Loire valley, protected from the usual floods by high dikes, but also under the constant threat of a flash-flood caused by a breach (Goutx et al. 2011).

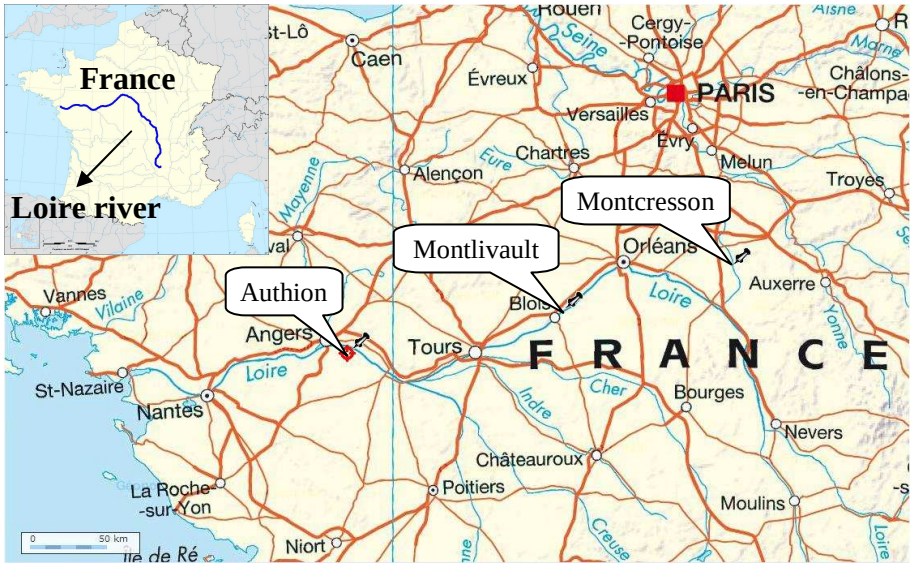


Figure 7. *Localization of the three test sites (courtesy to Geoportail).*

Three sites have been chosen in this framework in Loire valley as pilot earthworks (Figure 7) to be studied by Mobile Jets Erosion Test apparatus. The influences of different parameters has been studied and analyzed to characterize the sensitivity of selected earthworks to surface erosion.

3.1 *Moncresson: the breach in Briare canal*

Briare canal is a summit level navigable waterway constructed in between 1604 and 1642 to connect the river Loire to the river Seine. The site has been chosen because a breach taken place in December 2002 in the reach shown in Figure 8. Several tests and investigations have been performed ever since on the repaired breach and the historical levee including classification tests, mechanical laboratory tests, electrical screening panels etc. In-field characterization of the sensitivity to surface erosion of repaired part and the original levee is consequently of a great importance.

Three different axes are studied in this site:

- Comparison between the repaired zone and the historical levee,
- Examination of the effect of eroding fluid (distilled water and the site water),
- Comparison between before and after a moderate rainfall episode on the historical levee.

There was light surface vegetation on the both test zones. The tests have been carried out with an air temperature of around 22°C in June 2010.

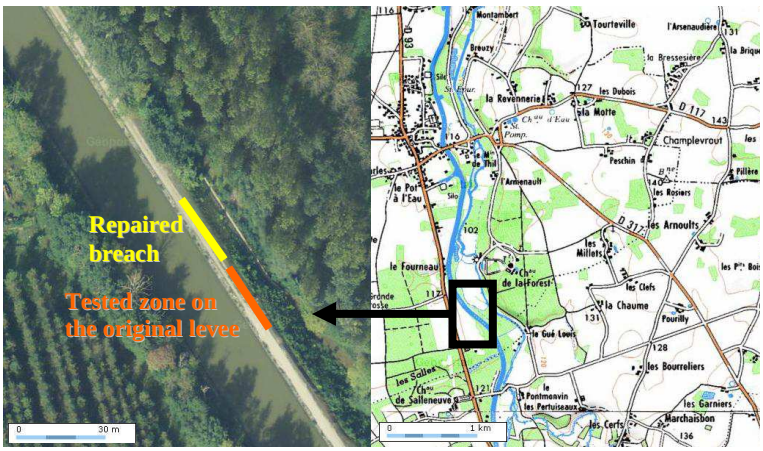


***Figure 8**. Localization the breach and tested zones (courtesy to Geoportail).*

Four test configurations with at least 3 repeatability tests are carried out (Table 1). The water content of soils is measures in around 2 cm depth next to the tested surfaces for each test. There were not any significant changes noticed in the

initial water content of all four configurations even short while after the rainfall episode. The tests are done on the original slope of the levee varying from 21 to 45 degrees. The results confirm again that the slope does not considerably influence the test results.

Abbreviation	Tested zone	Eroding fluid	Repeatability	w_i %
Rep. Dst.	Repaired zone	distilled water	R1, R2, R3	10.0 ± 1.2
Rep. Cnl.	Repaired zone	water of the canal	R1, R2, R3	12.1 ± 2.9
Org. Bfr.	Original levee before rainfall	distilled water	R1, R2, R3	9.8 ± 1.8
Org. Aft.	Original levee after rainfall	distilled water	R1, R2, R3	9.9 ± 0.9

Table 1. *The four tested configuration and their initial water content.*

3.1.1 *Test results*

Figure 9 recapitulates the particle size distribution of soil samples taken from each test and mixed by configuration. The soil of the repaired zone is more coarse-graded than the historical levee but the size distribution seems to be more uniform for the original levee.

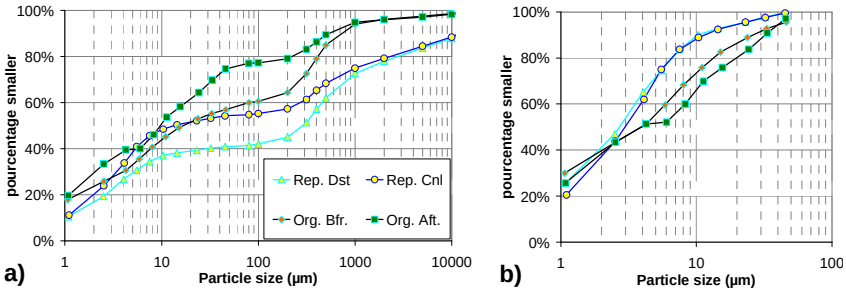


Figure 9. *Particle size distribution of the four test configuration (a) total range (b) fine fraction (hydrometry), NF P94-057 (1992).*

First of all, the two tested zones are compared with similar conditions (distilled water as eroding fluid and without any recent rainfall). Three repeatability tests are presented in Figure 10. The test results are more scattered for the original levee than the repaired zone. Nevertheless, the evolution tendencies are similar during the test. It can be noticed in the evolution of the average erosion rate (Figure10b) is more uniform after the first time step. The principal reason of the difference between the first time steps is the surface crusting. A very thin weathered surface with different depths exists in certain cases and once removed the soil behaves in more similar ways. Furthermore, the erosion sensitivity of the surface of the original part of the levee is obviously higher than the repaired part. The eroded mass is higher both at

the beginning of the tests and in all testing period. In addition, the heterogeneity of the historical material is higher. It means that there is a much higher possibility in the original levee to have an initial weakness causing a preferential flow path in case of an overtopping for example.

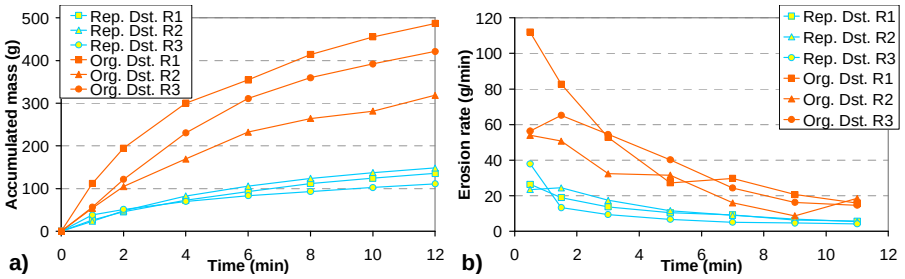


Figure 10. *Test results on the original zone and the repaired zone of the levee (a) Accumulated mass (b) Average erosion rate.*

To go further in discussion, the averages and the deviations of the test results are presented for the four test configurations (Figure 11). It should be noticed above all that the sensitivity of test soils to surface erosion is principally dependent to the nature of the tested soil. The nature of eroding fluid (distilled water and fresh water of the canal) did not have any measurable effect. The eroding fluid may have a long term effect or assessable effects in more hostile conditions (extreme temperatures or extreme chemical properties). Otherwise only mechanical effect of the eroding fluid can be considered. Further on, a moderate rainfall and the air temperature had not a considerable effect. This fact underlines that a classic rainfall does not have an extensive effect in short term on the earthwork and the weakness of the historical materials are perhaps from the original materials used at the construction time.

In this test site a number of additional tests are done to observe the testing duration effects. The tests are prolonged until 18-19 minutes. In these tests no saturation of the erosion but a linear increase of eroded mass is observed. It corresponds to a constant erosion rate after 12 minutes.

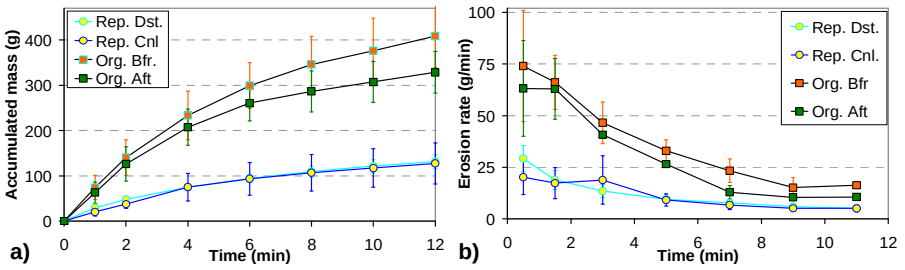


Figure 11. *Average and deviation of the four test configurations (a) Accumulated mass (b) Average erosion rate.*

3.2 *Montlivault weir*

The Montlivault weir is on the left bank of the Loire river and upstream of Blois. This masonry weir was constructed between 1887 and 1890 in the location of breaches appeared in the past floods, especially in 1846 and 1856. Weirs constructed in this period in Loire valley are designed to allow flood water to flow into areas anticipated to be flooded without damaging agricultural land and facilities and to avoid overtopping of Blois levees. They are located upstream of hotspots in areas where the breaches occurred during the important floods of the past years and in plains where the stakes are low. Therefore, they trim the exceptional water levels. A number of these weirs such as the one in Montlivault are topped with an earthen fuse plug. In case of extreme flood, the plain is protected until the water level reaches the level of the plug. Once the water level reaches on top of the fuse plug (corresponding to the design flow peak) the weir's function is triggered. As a result, the fuse plug is supposed to retain water not only until the design flood peak but also during all floods with shorter return periods. Montlivault weir is designed for 100-year flood of Loire river. Once the fuse plug is overtopped, it is supposed to erode gradually and then flood waters can safely overflow the weir. When the fuse plug is entirely washed away, the weir then goes totally into service that should correspond the river flow peak. In consequence, the water level and the peak flow downstream of the dam are lowered.

The Montlivault weir is constructed of rubble masonry. It is 500 m long and the height of the fuse plug is around 1 m. The geographic location of the site is presented in Figure 12. The presented tests are carried out in the vicinity of four of the profiles below (P3 to P6). Each profile is a vertical succession of tests from the fuse plug surface to a depth of 40 cm.

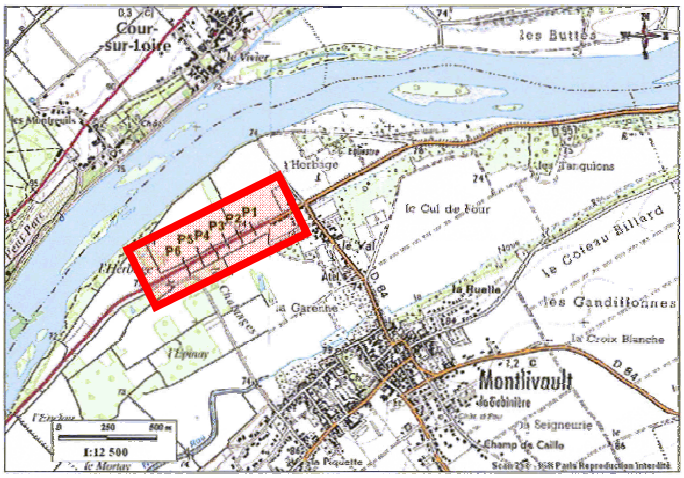


Figure 12. *Localization of Montlivault site and disposition of profiles (courtesy to Geoportail).*

The tests were aimed to characterize the sensitivity to erosion of the soil constituting the fuse plug. These tests, performed specifically to detect variations in sensitivity with depth. The tests were performed in July 2010, in a temperature between 22-30°C with a rainfall in the morning on the last day. Two repeatability tests were performed by profile designated with R1 and R2 (with 1 m distance from each other). The tested configurations are enlisted in the Table 2.

Abbreviation	Profile	Depth (cm)	Abbreviation	Profile	Depth (cm)
P3 D0	3	0			
P3 D10		10	P5 D10	5	10
P3 D20		20	P5 D20		20
P3 D40		40	P5 D40		40
P4 D10	4	10	P6 D10	6	10
P4 D20		20	P6 D20		20
P4 D40		40	P6 D40		40

Table 2. *The tested profiles their abbreviations further used in figures*

Figure 13 illustrates the location of profiles 3R1 3R2 as an example. The surfaces tested were all prepared with the minimum slope of 5°.

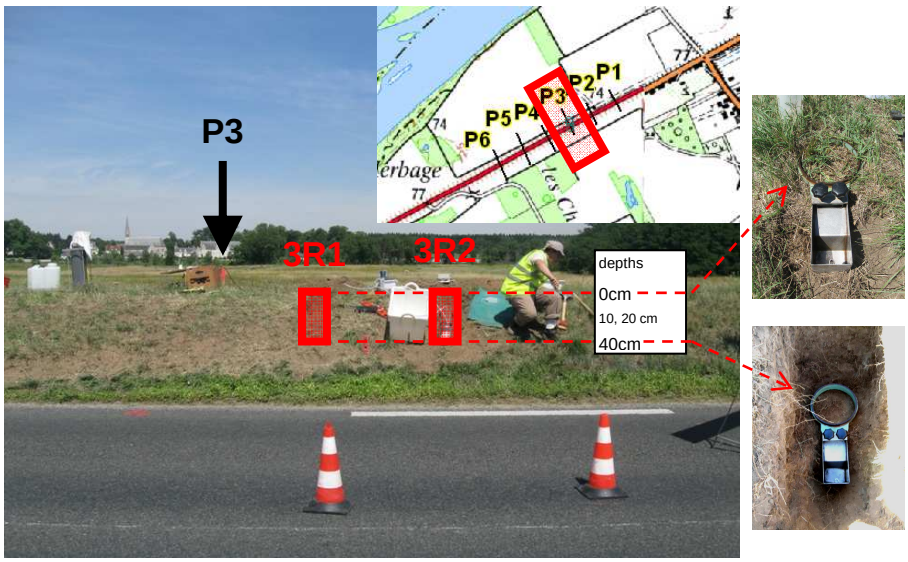


Figure 13. *View of test position in profile 3.*

The tests were performed with water collected from the Loire near the site. The tested soils are silty sands (SM according to the USCS). The particle size distribution curves of soils of profile 3 in different depths are presented as an

example (Figure 14). For both R1 and R2 there is an obvious increasing tendency of fine soil particle as a function of depth. The same tendency exists in all the other tested profiles. It is perhaps because of leaching of fine soil particles in the silty sand during 120 years of the life of the fuse plug. This fact will be discussed later on. Moreover, a gap graded particle size distribution is noticeable in all tested soil. It is partly because of different analyzing methods: in French practice a wet sieving is done on soil sample followed by dry sieving NF P 94-057 (1992) for coarse part and hydrometer test NF P 94-056 (1996) for passing part. Nevertheless, the soil remains gap-graded for all 26 soil samples taken from the fuse plug.

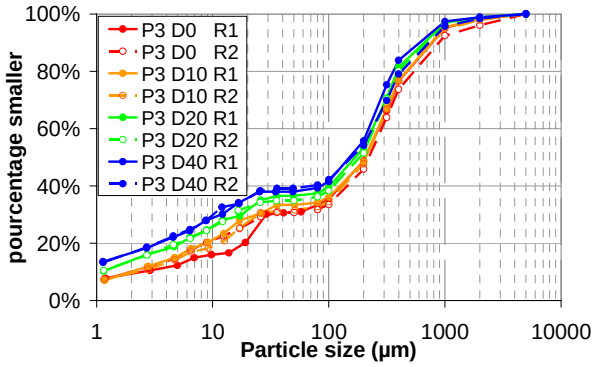


Figure 14. *Particle size distribution of profile 3 in different tested depths screened at 5 mm.*

Figure 15 shows the evolution of the fine fraction (<80µm) and the water content of tested soil. The water content is almost uniform for all profiles except for the profile 3R2 in 10 cm depth. As for the fine fraction of soil, it is consistently higher for deeper soils. As a result, deeper soils could be proportionally drier than on the surface since the fine fraction increases around 5 to 10%.

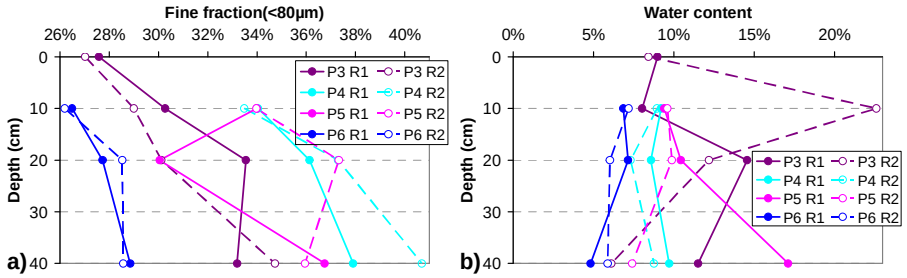


Figure 15. *(a) evolution of fine fraction and (b) water content in depth.*

3.2.1 *Test results and discussion*

Figure 16 gives the raw results of the profile 3 as an example (accumulated dry mass of eroded soil (Figure 16a) and average erosion rate or eroded mass per unit of time (Figure 16b) over time) of two repeatability profiles (R1 and R2). In these figures, all the tests on profile 3 (different depths and repeatability tests) are represented to confirm the repeatability of test results. At first, it can be noticed that regardless to the distance between them (around 1 m) the curves for each test are grouped primarily according to the test depth. The erodibility is increasing significantly in deeper tested soils. The same tendency is noticed for the other profiles not presented here.

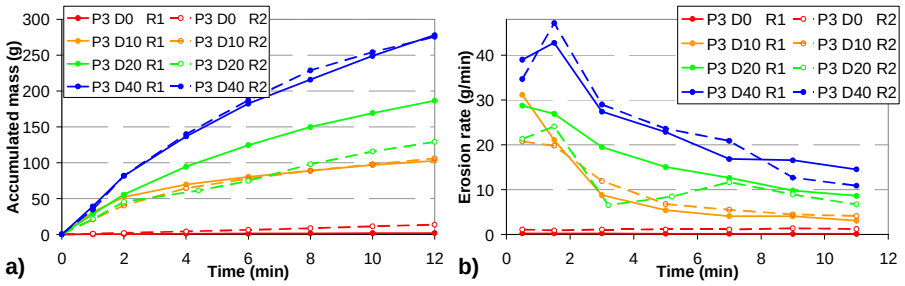


Figure 16. *Test results for the profiles 3R1 and 3R2 (a) Accumulated mass (b) average erosion rate over time.*

The surface of the fuse plug is fully covered with vegetation. Two tests were conducted on the surface of the fuse (depth 0: red curves, Figure 16). The test results give a very high resistance to surface erosion compared to all the tests carried out in depth. Furthermore, the tested surface of 3R2 has less dense vegetation than 3R1 (Figure 17).

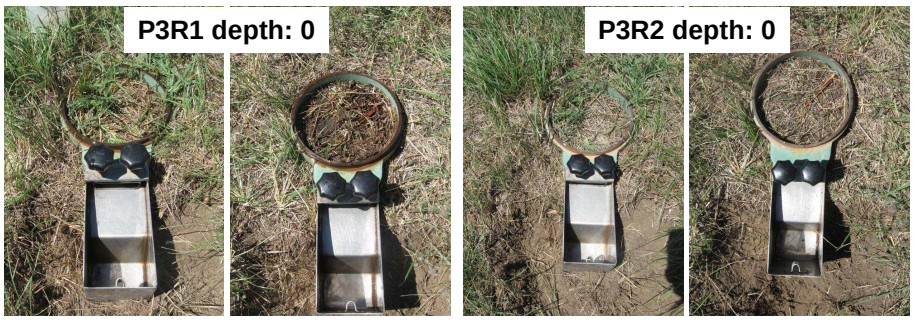


Figure 17. *Tests on vegetated surface (left) before and (right) after the tests.*

As a result, the total mass eroded at the end of the test was 14 g for the test 3R2 (less dense vegetation) against 1.8 g for test 3R1 (dense vegetation). Figure 18 shows the cumulative eroded mass and the average rate of erosion over time. Nonetheless, the average erosion rates are uniform overtime in both cases and the surfaces are not stabilized during the tests.

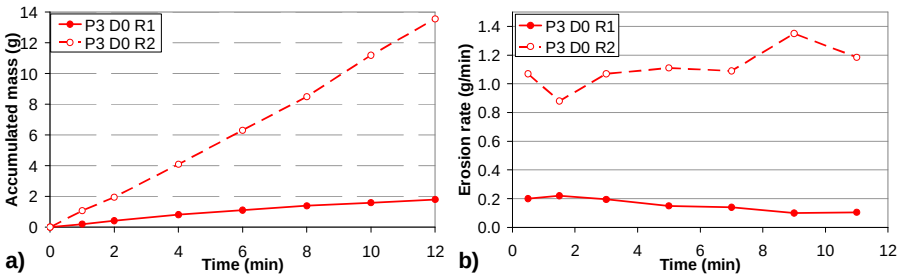


Figure 18. *Tests on vegetated surface (expanded from Figure 16) (a) Accumulated mass (b) average erosion rate.*

As mentioned before the erodibility seems to be increasing considerably in deeper tested soils. To go further in the analysis, the evolution of the total eroded mass in depth is presented for the different profiles followed by the mean values and standard deviations at a given depth. We remind that the content of fine material clearly increases with depth.

The total eroded mass during the 12 minutes duration of the test and the average scour depth are shown in the Figure 19. A considerably higher resistance to erosion near the surface can be noticed. This resistance decreases in depth with a clear increase in the eroded mass and an increase in the average scour depth.

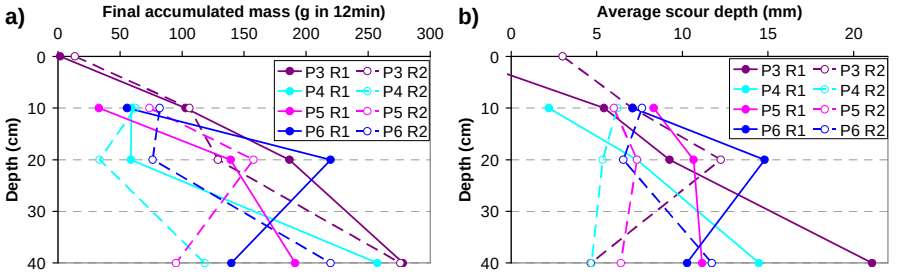


Figure 19. *The evolution of final test results over depth (a) Accumulated dry mass (b) Average scour depth.*

The synthetic diagrams are shown in the Figure 20. The averages and the deviations of the accumulated eroded mass and the erosion rate for all of the profiles

are presented as a function of time. Figure 20 shows the same trends enlightened in the results of the preceding paragraphs: sensitivity to erosion increases with depth. For the different tested profiles, deeper soils are clearly the most sensitive to erosion: they have both the largest total erosion and the erosion rate remains the highest over time, in particular at the end of the test (Figure 20b). The soil moisture is dispersed along the fuse but essentially identical in depth. A strong similarity in the size distribution of soils tested is observed. This is also presented in documents of the 18th century original design of the structure. However, we find an increase in the fine fraction of soil deeper down. This observation contradicts the common finding that a finer soil is generally less sensitive to erosion. One possible explanation is the influence of vegetation on soil stabilization near the surface. The fuse plug is designed to be eroded in case of an overtopping. Nonetheless, the vegetal surface stabilized the surface of the earthwork and may entirely disturb the principal function of the structure.

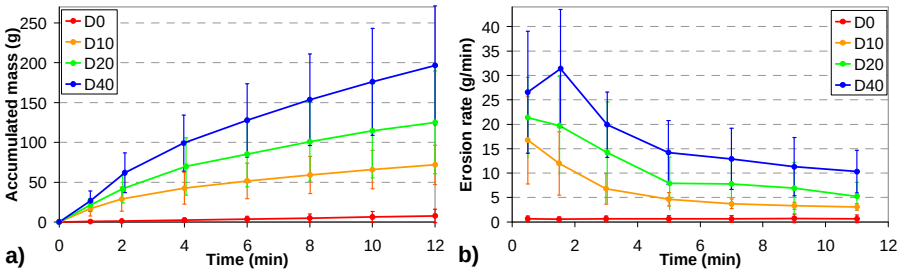


Figure 20. *Average and deviation of the four test configurations (a) Accumulated mass (b) Average erosion rate.*

3.3 *Authion levee*

The Authion levee is a linear earthwork designed to protect the 40 000 inhabitants and agricultural and urban zones on the right bank of the Loire river against floods. Constructed in 18th century, reinforcement, maintenance and repair operations are undertaken from 2006 to 2010 for 40 km of the levee. Subjected to different hydraulic conditions during their lives due to seasonality and exceptional floods, the earthwork is being monitored to detect weaknesses and risky sections.

The presented tests are aimed to characterize the surface erosion sensitivity of two different location of the structure at St Mathurin on top and at the bottom of the levee and LaBohalle at the bottom of the levee (Figure 21), both in the landward slope of the levee. The bottom of the levee was exposed to the seasonal water level and the top just the exceptional floods. Therefore, there is an obvious visual difference between the soil textures from the top and the bottom of the levee.

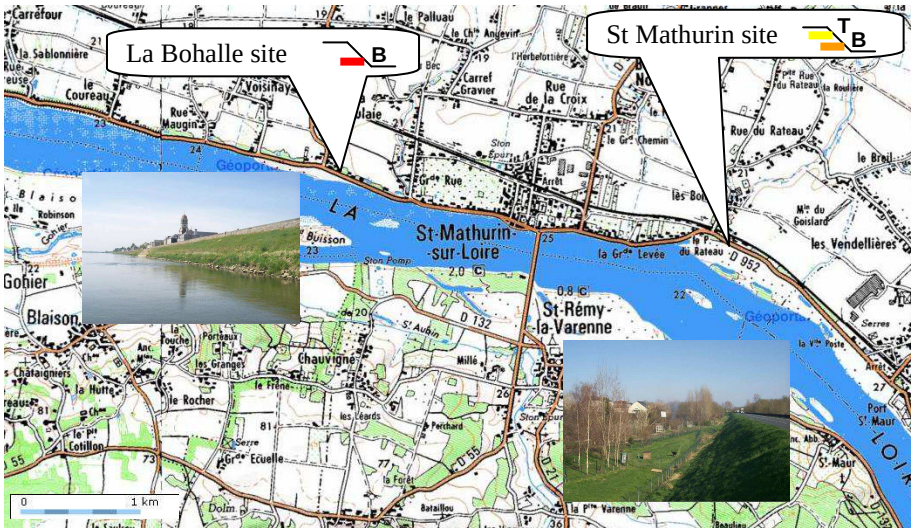


Figure 21. *Localization of the test sites (courtesy to Geoportail)*

Three eroding fluids have been used: distilled water, water collected from Loire (site water) and tap water. For each configuration three repeatability tests were done. The temperature of the site was around 22°C without any significant rainfall before or during tests (May 18-20, 2009). Test configurations are listed in the Table 2.

Abbreviation	Tested zone	Eroding fluid	w_i %
StMat. Dst. B	St Mathurin, bottom	distilled water	18.9
StMat. Cnl. B	St Mathurin, bottom	water of the canal	
StMat. Dst. T	St Mathurin, top	distilled water	15.6
StMat. Cnl. T	St Mathurin, top	water of the canal	
LaBoh Cnl.	La Bohalle, bottom	water of the canal	11.6
LaBoh Tap	La Bohalle, bottom	Tap water	

Table 2. *The test configurations and their initial water content (w_i)*

3.3.1 *Test results and discussion*

Figure 22 shows the particle size distribution of soil samples by configuration (NF P 94-057 1992) and NF P 94-056 1996). The soil is considerably more coarse-graded the la Bohalle site than in St Mathurin site. Moreover, the soil is more fine-grained at the bottom of the St Mathurin than at the top. Knowing that there is around 3 m difference in elevation between the two test zones. This difference particles sizes is maybe because of leaching of fine soil particles into deeper layers. Or perhaps different soils may be used for the contraction or repair during the

lifetime of the structure. Furthermore, the initial water content varies with the fine fraction of soil; the more fine graded soils contain more water in their initial state.

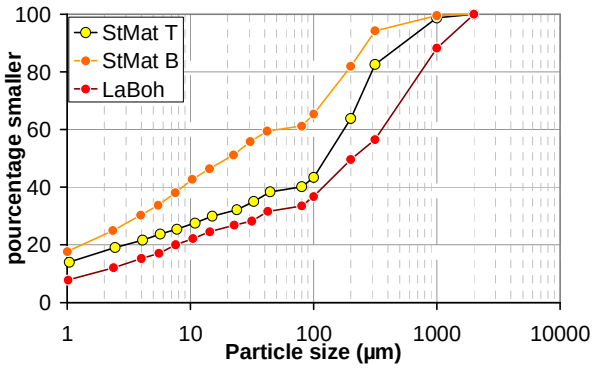


Figure 22. *Particle size distribution of the three test configurations.*

The eroded soil mass collected in each time step has once again the general decreasing tendency during tests. Figure 23 shows the test results of configurations. No major difference is observed with the three eroding fluids (distilled water, tap water and the water taken from the Loire). There are meanwhile two curve clusters for tests on the St Mathurin at the bottom of the levee and one test well different to other tests in La Bohalle which represent the heterogeneity of soil in the earthwork.

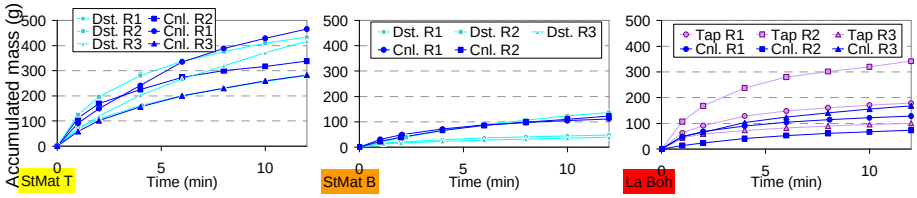


Figure 23. *Test results from the three test zones*

The average values and the deviations are presented in the Figure 24. The results confirm that the nature of eroding fluids used in these test are not significant. As for different test zones there is a considerable different especially for soils on top side of St Mathurin levee.

The difference between St Mathurin and La Bohalle at the bottom of the levee is more significant at the beginning of the test. This phenomenon is observed in surface crusting when there is a thin weathered layer at the surface of the earthwork. Nonetheless, the resistance of the earthwork at these two locations with more than 2 km distance is almost the same which has not been found at the top side of the earthwork. It was mentioned that for a linear earthwork it is crucial not to have a weakness all along. Because in the case of a local failure the earthwork become

entirely out of order. In addition, the upper part of a levee takes the design floods and will not predict the sign of failure during the service life of the structure. Therefore, it is essential to reinforce the top side of the levee which represent in this test series a higher surface erosion sensitivity than the lower parts of the levee. Besides, there is no indication of this higher sensitivity in the particle size distribution curve situated between two other test zones which are more resistant than this case (Figure 24).

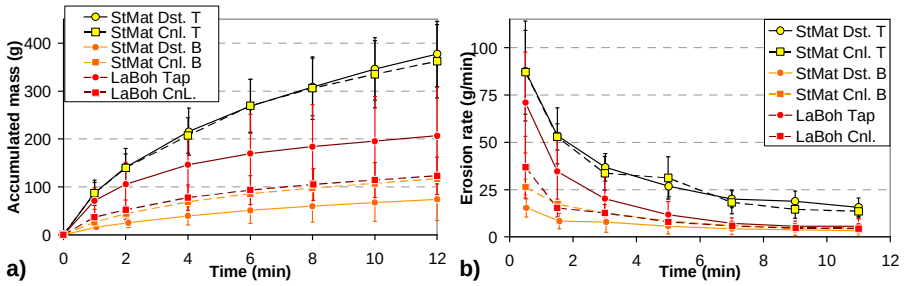


Figure 24. *Average and deviation of the four test configurations (a) Accumulated mass (b) Average erosion rate.*

4. Scour depth and summarization

As mentioned in the section 2.1 the scour depth is measured by means of a digital caliper at the end of each test to provide additional information on the erosion mechanism. The eroded dry mass presented up to now is the principal interpretation parameter of a test because: (a) It is a global measurement on the test surface (b) Its evolution can easily be measured during the test. The scour depth is though measured to provide additional information to erosion mechanism to improve the interpretation model still under development.

Punctual measurements are done usually in 12 points across two perpendicular axes before and after each test. The scour depth is the average difference of these two measurements from before and after the test. The measurements obtained in the three presented test sites are gathered in the Figure 25. The shape of the grooves depends on the soil texture but the depth follows a general trend as a function of the total eroded mass. The depths are represented as a function of the total eroded dry mass (Figure 25).

To check the consistency of these curves, it is first necessary to understand how erosion occurs. This can be modeled in two steps:

- Initially, due to the action of the jets, grooves are formed and expand both in depth and width: this regime leads to an eroded mass varying as the square of the depth (Pham 2008),

• In a second step, the grooves are being excavated deeper and deeper and a more or less constant surface is eroded in depth: this regime leads to a eroded mass varying with depth.

If just the second phase is taken into account assuming that the grooves are formed rapidly after the beginning of the test (verified in the section 2.2), it leads to an eroded mass as a linear function of the depth (shown in Figure 25)

Parameters taken into account in both models are:

• Dry density of soil,
• The radius of the test chamber,
• Percentage of the eroded surface (assumed 40% based on the final test images.

These allow concluding on the consistency of measured data.

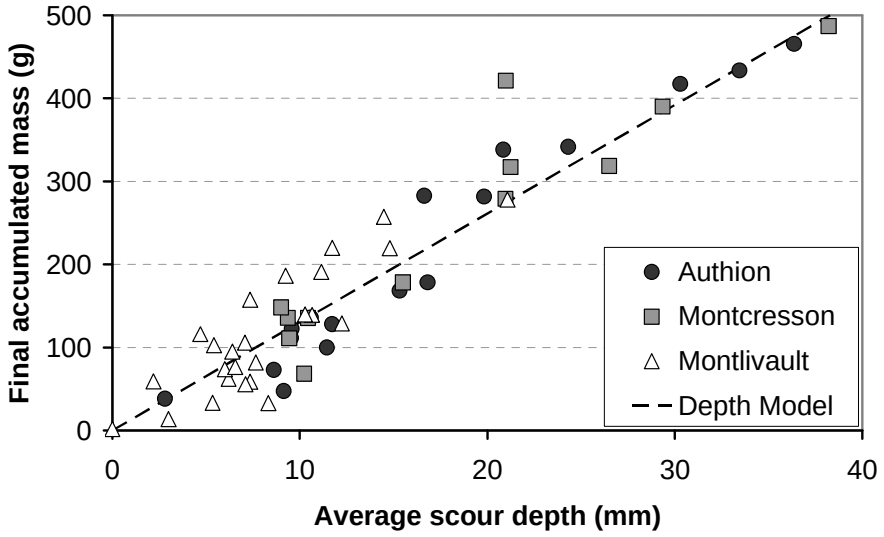


Figure 25. *The average scour depth as a function of total eroded dry mass.*

As a conclusion, all test results from the three test sites are presented in the Figure 26. The Figure 26a shows the final accumulated dry masses and Figure 26b the average erosion rate of the last three time steps (from 6 minutes to 12 minutes) called final erosion rate as a function of the fine fraction (<80µm). Obviously, there is not any clear correlation between these two parameters which the former ones (accumulated mass and average final erosion rate) characterize the surface erodibility of soil and the later (fine fraction) the nature of soil texture. As a result, it is recommended to differentiate the sensitivity of soil textures to erosion by means of dedicated tests to have a real estimation of erodibility of soils.

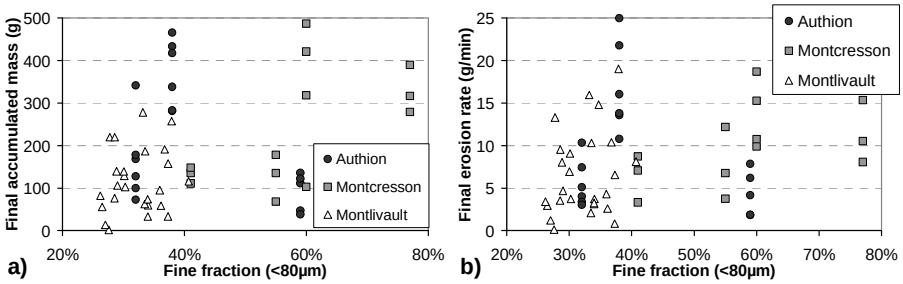


Figure 26. *Final accumulated eroded mass as a function of the fine fraction for the whole test results from the three sites.*

5. Conclusion

The Mobile Jets Erosion Test (MoJET) is a light erosion test device with a relatively quick setup able to be run either on field or in the laboratory. MoJET characterizes the sensitivity of thin layer of soil on surface erosion through 6 rotating water jets impacting perpendicular the soil surface. The eroded soil mass is collected in different time steps and the scour depth is measured at the end of the test. In this paper, three test sites are presented the Loire valley, France as pilot sites.

The first site presented is the Briare canal at the location of a breach formed in the levee in 2002 and repaired later on. Test results revealed a much better erosion resistance for the repaired part of the levee. The effect of a moderate rainfall is shown to be negligible in short term on erosion resistance.

The second site is the earthen fuse plug of the Montlivault weir designed to lead exceptional floods in anticipated areas. 8 profiles are tested along the earthwork from 0 to 40 cm depth. On all profiles, it was observed that the material becomes more susceptible to erosion down deep despite the increase of percentage of fine particle. The vegetal surface was revealed very resistant to erosion depending on the density of vegetation. Furthermore, it seems that the stabilization for superficial soil layers is because of the vegetation. It can paralyze the principal function of the structure which is to be washed away in case of overtopping.

The third site is the Authion levee designed to protect urban and agricultural zones near Anger against the great floods of the Loire river. A strong heterogeneity is observed along the earthwork. In particular on top of the levee the soil was very sensitive to surface erosion. This sensitivity is not predicted in the grain size distribution similar to other parts of the earthwork, more resistant to erosion.

The influence of three eroding fluids, used in this framework (distilled water, tap water and the water taken from the test sites), is shown to be negligible for the test.

Dry eroded mass is presented as the principal result of MoJET. Nevertheless, the scour depth is measured and correlated with the total eroded mass. Further

interpretation methods are under development to obtain fundamental erosion parameters on non-submerged water jets.

Acknowledgements

This work was sponsored by National Project ERINOH and the DREAL Centre.

References

Arulanandan K., Gillogley E., Tully R., (1980). Developpement of a quantitative method to predict critical shear stress and rate of erosion of natural undisturbed cohesive soils, Tech Rep. GL-80-5 , U.S. Army Engineers, Waterways Experiment station, Viksburg, MS EU.

ASTM D698, (2007)e1, "Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft3 (600 kN-m/m3))" Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, ASTM International, West Conshohocken, PA, pp. 1–13.

ASTM D5852 (2007)e1, "Standard Test Method for Erodibility Determination of Soil in the Field or in the Laboratory by the Jet Index Method" Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, ASTM International, West Conshohocken, PA, pp. 1–6.

Atmatzidis D.K. et Ferrin F.R. (1983) Laboratory investigation of soil cutting with a water jet, Second U.S. Water Jet Conference, Rolla, Missouri, pp. 121-135.

Bendahmane, F. (2005). Influence des interactions mécaniques eau-sol sur l'érosion interne, PhD Univ. Nantes, 153 pages

Briaud, J. L., (2008). "Case Histories in Soil and Rock Erosion: Woodrow Wilson Bridge, Brazos River Meander, Normandy Cliffs, and New Orleans Levees," J. Geotech. Geoenviron. Eng., Vol. 134, No. 10, pp. 1424–1447.

Briaud, J. L., Bernhardt, M., Leclair, M., (2012). "The Pocket Erodometer Test: Development and Preliminary Results", Geotech. Testing J, Vol. 35, No. 2, pp. 11

Chevalier C., Reiffsteck P. (2009). Essais à l'Erodimètre à Jets Mobiles sur la levée de l'Authion, Rapport pour le PN ERINOH, 38 pages.

DelVecchio, J. R., and Moonen, H. F., (1980). Measurement of erosion resistance of selected soils in New York utilizing the jet erosion tool. Soil Conservation Service, Syracuse, NY.

Dion R. (1934) "Le val de Loire, Etude de géographie régionale" Tours, Arrault, 752 p.

Dion R. (1961) "Histoire des levées de la Loire" Flammarion, Paris, 312 p.

Dunn, I. S., (1959). Tractive resistance of cohesive channels. In Proc. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE 85(SM3):1-24

Goutx, D., Reinbold, D., Valette, JP., Maurin, J., Ferreira, P. (2011),When and how to decide the evacuation of a major city (like Orleans-France) before a major flood breaches the dikes, la Houille Blanche - Revue internationale de l eau, Vol. 3 pp. 29-35

Hanson, G. J., (1990). Surface erodibility of earthen channels at high stresses. Part II – Developing an in-situ testing device. Transactions of the ASAE 33(1):132-137.

Hanson G.J., (1993). Soil erodibility testing, US Patent N° 5,243,850 5 pages.

Hanson, G.J., and Cook, K.R., 2004. Apparatus, test procedures, and analytical methods to measure soil erodibility in situ. Applied Engineering in Agriculture, Vol. 20, No. 4, pp. 455-462.

Henensal, P. (1986). L'érosion externe des sols par l'eau, Approche quantitative et mécanismes, Rapport de recherche LPC N°138, 70 pages

Henensal P. Duchatel F. (1990). L'érodimètre à jets mobiles, Bull. Lab. Ponts et Chaussées, 167: 47-53

Henensal P. (1993). Lutte contre l'érosion avant, pendant et après les travaux Les protections végétales et structurelles des surfaces et des pentes, Études et recherches des LPC, Série Géotechnique GT54, 111 pages

Hollick, M., (1976), Towards a routine test for assessment of the critical tractive forces of cohesive soils. Transactions of the ASAE Vol. 19, No. 6 pp.1076-1081.

Le Bourhis J.-P. (2007). "Du savoir cartographique au pouvoir bureaucratique : les cartes des zones inondables dans la politique des risques (1970-2000)", Genèses, Vol. 3, No. 68, pp.75-96.

Marot, D., Regazzoni, P.L., Wahl, T. (2011). "Energy based method for providing soil surface erodibility rankings", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.137, No.12, pp.1290 – 1294.

Mazurek, K.A., Rajaratnam, N., and Sego, D. C. (2001). "Scour of cohesive soil by submerged vertical circular turbulent impinging jets." J. Hydraulic Engineering, Vol. 127, No.7, pp. 598-606.

Mazurek, K.A., Rajaratnam, N., and Sego, D. C. (2003). "Scour of a cohesive soil by submerged plane turbulent wall jets." J. Hydraulic Research, Vol. 41, No.2, pp.195-206

Moore, W. L., and Masch, F. D., (1962). "Experiments of the scour resistance of cohesive sediments." Journal of Geophysical Research. Vol. 67, No. 4, pp.1437-1446.

NF P94-056 (1996). "Soil : investigation and testing. Granulometric analysis. Dry sieving method after washing." Norme AFNOR, Recueil des Normes Géotechnique, Tome 1: Essais en laboratoire. pp. 1-16

NF P94-057 (1992). "Soils investingation and testing. Granulometric analysis. Hydrometer method." Norme AFNOR, Recueil des Normes Géotechnique, Tome 1: Essais en laboratoire. pp. 1-20

Paaswell, R.E. (1973). "Causes and mechanisms of cohesive soil erosion: the state of art." Highway Research Board Special Report N. 135, pp 52-74

Pham T.L. (2008). "Erosion et dispersion des sols argileux par un fluide." PhD ENPC, 232 pages.

Sanchez R.L., Strutynsky A.I., Silver M.L., (1983). "Evaluation of the erosion potential of embankment core materials using the laboratory triaxial erosion test procedure." Tech

Rep. GL-83-4, U.S. Army Engineers, Waterways Experiment station, Viksburg, MS EU, 51 pages.

Temam S., Grivel S. (2009). “De la carte outil à la carte source. représentation et gestion du fleuve Loire au 18e - 19e siècles” Bulletin 199, Cartes, Climats et Milieux, Article 6

Tockner K., Uehlinger U., Robinson, Christopher T. (2009). (2011) “Rivers of Europe.” Academic Press Inc. p. 183.

Wan C.F. Fell R., (2004). Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams, Journal of Geotech. and Geoenv. Eng., 30(4) : 373-380

IV. Chapitre 4. Caractérisation de la sensibilité à l'eau des textures de sol par la méthode d'essai d'émiettage amélioré (ECT)

La dispersion est souvent reconnue comme une cause d'arrachement des particules dans l'érosion interne (Blais, 2004). Le processus de dispersion des sols est défini comme la mise en suspension des particules colloïdales individuelles d'argiles dans l'eau sans mouvement. La capacité d'un sol à se disperser est très largement interprétée dans la littérature comme une sensibilité à l'érosion (Aitchison et al. 1963 ; Rallings 1966 ; Ingles 1968 ; Sherard 1976 ; ASTM D4647, (2006)e1 ; ASTM D6572 (2006) ; ASTM D4221 (2011)).

La dispersion s'accompagne généralement d'une perte de cohésion globale du volume solide et une augmentation de sa perméabilité. Il existe plusieurs méthodes d'essais recommandées dans la littérature et normalisées par la suite (voir la section 5.4 du chapitre 1) telles que le « Pinhole Test » selon la norme ASTM D4647, (2006)e1, le « Double Hydrometer Test » selon l'ASTM D6572 (2006) et le « Crumb Test » d'après l'ASTM D4221 (2011). Les différents types d'essais permettent d'étudier le phénomène de dispersion à l'échelle macroscopique.

Comme présenté précédemment au chapitre 1, le « Crumb Test » est un essai simple, rapide et pratique qui peut être utilisé aussi bien en laboratoire que sur site. Il a, cependant, une capacité de discernement des comportements limitée car son interprétation n'est basée que sur des observations visuelles de l'opérateur. Les résultats obtenus sont de caractère qualitatif. Afin d'améliorer les mesures et les rendre quantitatives et plus répétables, Pham et al. (2008) ont mis au point un appareillage qui permet de mesurer le gonflement et l'affaissement d'un échantillon de sol au cours du temps (5.4.2.2 ch. 1). Un palpeur est utilisé pour mesurer le gonflement ou l'affaissement du sol tandis qu'une cible positionnée au fond du récipient sert à mesurer l'élargissement de l'échantillon de sol au cours de sa désagrégation. Cette cible permet d'évaluer le diamètre de l'échantillon à sa base. La méthode d'échantillonnage a également été améliorée. Au lieu des échantillons cubiques préparés à la main, le sol est compacté statiquement dans un moule cylindrique.

Les mesures s'effectuent de manière régulière à plusieurs instants pour déterminer l'évolution du sol au cours du processus de dispersion. Les paramètres mesurés sont : la hauteur du gonflement/affaissement de l'échantillon et son rayon d'élargissement. Les mesures sont notées à 30 secondes, 1, 2, 4, 5, 10, 20, 40, 80 minutes, 4 heures et 6 heures. La durée totale de l'essai est identique à celle du « Crumb test » original. Pham et al. (2008) ont pu mettre en évidence deux phases de comportement d'un sol non saturé inséré dans l'eau : la phase d'hydratation (désaération) représentée par le gonflement de l'éprouvette et la phase de désagrégation (dispersion) représentée par l'affaissement de l'éprouvette.

Néanmoins, la méthode d'essai représentait des inconvénients. Premièrement, elle nécessite la présence de l'opérateur qui ne permet pas de réaliser des suivis à long durée. Deuxièmement, le palpeur mécanique utilisé donne une mesure ponctuelle qui peut également être biaisée par le contact physique avec l'éprouvette de sol. Troisièmement, les mesures ne permettent pas de quantifier les processus très rapides. Pour ces raisons, une autre version de l'essai d'émiettage a été mise au point mettant en œuvre un suivi temporel de la géométrie de l'éprouvette de sol immergée dans l'eau par deux caméras placés sur l'axe vertical et horizontal de l'éprouvette.

L'article « An "Enhanced Crumb Test" for better characterizing water effects on soils » reproduit à la fin de ce chapitre, présente de manière détaillée le principe d'essai, le dispositif expérimental et le protocole de réalisation d'essais et analyse ensuite les résultats d'essais réalisées sur des mélanges sable-argileux et des essais de faisabilité sur des éprouvettes de sol naturel. Finalement, la sensibilité des textures de sol face à la dispersion est comparée avec leur érodabilité. Nous proposons de revenir ici sur le dispositif d'essai et son application potentielle pour le suivi de l'évolution de la géométrie des surfaces.

Ce dispositif d'essai peut quantifier l'évolution de la géométrie des profils d'une manière non intrusive à l'aide d'appareillages simples. Il consiste notamment en une appréciation visuelle sur les séquences d'images acquises de l'objet représenté qui permet de limiter des erreurs d'interprétation liées à la présence suspension de matière solide qui peut perturber les mesures d'évolution de surface. Le dispositif (comme décrit dans la section « General Layout » de l'article présenté) consiste principalement en deux caméras PixeLINK PL-B742 avec des objectifs dont la distance focale est de 25 mm (marque PENTAX modèle C2514-M). Cependant dans la mesure où les images acquises ne sont pas notablement déformées des appareils plus basiques et moins onéreux peuvent être utilisés. Les caméras suivent en continu la géométrie de l'éprouvette, sur un fond noir mat et une luminosité homogène afin d'obtenir un maximum de contraste dans les images acquises. Cet environnement facilite le traitement d'images et permet de reconstituer la géométrie observée avec fidélité.

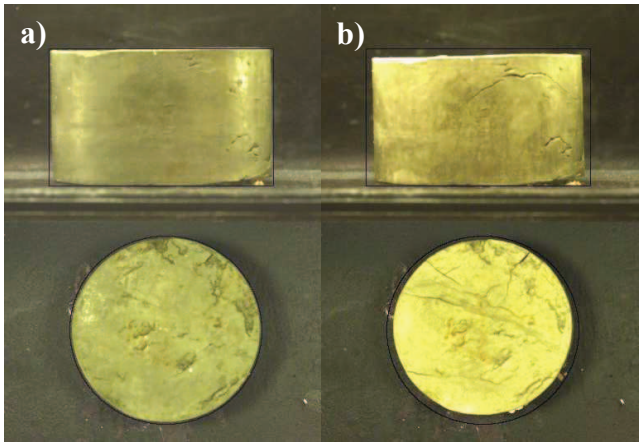


Figure IV.1 – Utilisation du dispositif d'essai d'émiettage pour étudier le phénomène du retrait sur l'argile verte de Romainville (a) après la confection de l'éprouvette (b) mise à l'air pendant 24 heures.

Iman Haghighi[1], Thibault Martin[2], Philippe Reiffsteck[3], Myriam Duc[4], Christophe Chevalier[5]

An "Enhanced Crumb Test" for better characterizing water effects on soils

ABSTRACT: The crumb test is a simple and rapid test, originally used for grading the dispersive tendency of clayey soils by placing a small-scale soil specimen in a large volume of still water and through visual observation. In this study a new test method is developed providing a quantitative indication of the characteristics of clayey soils immersed in water. The test method is based on temporal evolution of the geometry of a small-scale soil specimen disintegrating due to water infiltration. Two digital cameras monitor the plan and the profile of the specimen. Treatment of acquired image stack reveals for different soil fabrics a general behavior divided into two phases: swelling and slump. A series of tests was conducted on gap-graded soils (clay-sand mixtures) with different initial water contents and clay fraction. Analyzing the results of tested soil textures shows the potential of this new test to better characterize the water sensitivity of clayey soils. This can be efficient for determining reliable assessment on dispersion/erosion risks towards earth works.

KEYWORDS: Crumb Test, Swelling, Dispersive Clays, Erosion, Parametric Study

Introduction

Some natural soils disperse or deflocculate in the presence of relatively pure water and are therefore highly susceptible to erosion and piping. The mechanism of cohesive soil erosion is a complex phenomenon involving the structure of the soil and the nature of the interaction between pore surfaces and eroding fluids. Laboratory studies of the erosive behavior of soils compacted as in hydraulic earthworks using the Erosion Function Apparatus (Briaud et al. 2001; Briaud 2008) and the Hole Erosion Test (Wan and Fell 2004; Haghighi et al. 2012) showed that the stress required to initiate erosion known as the Critical Shear Stress, is significantly affected by the soil grading (especially the fine fraction), the type of clay, the water content, the density (compacting), the temperature and the composition of the eroding fluid. Moreover, the internal structure of ancient embankments, old dikes from the 16th century in France and many coastal and fluvial levees built in the 20th century were not designed with filters or surface erosion protection (Soudain 2004; Blais 2004). Therefore, a new rapid test is proposed to characterize the sensitivity of soils to water. It is based on the Crumb Test (Emerson 1964; ASTM D6572-06), introduced to determine the dispersive characteristics of clayey soils. This method provides the possibility of studying large ranges of configurations such as type and content of clay, initial water content, density and interstitial or physico-chemical properties of the permeate fluid. The test can also be carried out in different time ranges from a few seconds to several days depending on soil texture.

The ASTM definition of dispersive clays corresponds to soils that disperse (deflocculate) easily and rapidly without significant mechanical assistance in water of low salt concentration. Such soils, according to the ASTM definition, also generally have a high shrink-swell potential and low permeability in an intact state. Moreover, dispersive behavior of soils was often tested to evaluate the susceptibility of soils to erosion (Dunn 1959; Smerdon and Beasle, 1959; Carlson et al. 1962; Moore and Masch 1962; Partheniades and Passwell 1970; Bell and Maude 1994). It is pointed out that dispersive soils are those with a critical shear stress equal to zero (Heinzen and Arulanandan 1977; Sherard 1984). Nonetheless, certain erosion measurement apparatuses do not allow testing highly dispersive soils because they start to deflocculate as soon as they enter in contact with water.

The various methods used to identify the dispersive nature of soils are mostly qualitative (Heinzen and Arulanandan 1977): Crumb Test (Emerson, 1964; ASTM D6572-06), Pinhole Test (Sherard et al., 1976; ASTM D4647-06e1) and Double Hydrometer Test (Volk, 1937; ASTM D4221-11).

The original Crumb Test was developed as a simple procedure to identify dispersive soil behavior in the field, but is now often used in the laboratory as well. The test

[1] PhD Candidate, Université Paris-Est, IFSTTAR, GER, F-75732, Paris, France
[2] Graduate student, Université Paris Est, IFSTTAR, GER, 58 boulevard Lefebvre, 75015 Paris, France
[3] Senior researcher, Université Paris-Est, IFSTTAR, GER, F-75732, Paris, France
[4] Researcher, Université Paris-Est, IFSTTAR, GER, F-75732, Paris, France
[5] Researcher, Université Paris-Est, IFSTTAR, GER, F-75732, Paris, France

consists in either preparing an approximately 15 mm wide cubical specimen at natural water content or selecting a soil crumb at natural water content of equal volume. The specimen is carefully placed in about 250 ml of distilled water. The container should be at least 85 mm across the bottom. The soil crumb begins to hydrate and the tendency for colloidal-sized particles to deflocculate is visually observed. Results are interpreted at timed intervals (2 min, 1h and 6h) and four grades of reaction are discernible from "no reaction" to "strong reaction" (colloidal cloud covering the entire bottom of the container).

This test method has been standardized by ASTM (D6572) in 2000 and recurrently carried out to determine the dispersive characteristics of soils. It gives a good indication of the potential dispersivity of clayey soils. It is a simple and quick test but the interpretation is based on visual observations and the results are qualitative (they depend strongly on the subjectivity of the operator). Moreover, this test is unsuitable for soils with a low or medium plasticity index.

In order to study and characterize a large panel of configurations, Holmgren and Flanagan carried out a reduced scale version of the Crumb Test called Minicrumb Test Arrays (Holmgren and Flanagan 1977). Tests are performed in shallow pill bottle caps of 35 mm in diameter using dry state remolded soils in saturated condition. A 2 mm crumb is added to a 3 ml solution. The arrays are photographed after 2 hours to illustrate spontaneous dispersion.

In an improved version of the Crumb Test by Pham et al. (2008), the results are quantified by height measurements with a point probe and measurements of spreading by placing the specimen container on a millimetric printed paper. In order to preserve the axial symmetry of the soil specimen, a cylindrical specimen is used instead of a cubic one. Nonetheless, the improved method has several disadvantages: the precision of results still depends on the operator and the reading on the point probe and on the printed paper have limited precisions both regarding the measurement accuracy and time steps. Besides, this method requires constant presence of the operator during the test and the probe may touch the soil specimen.

The new test method, presented in this paper, proposes a continuous monitoring of the geometry of a soil specimen immersed in still water by means of two digital cameras. Each camera transfers an image sequence with defined time steps to a computer. The image sequences are then processed with the same algorithms to calculate the altering geometry of the specimen. Similar methods are already used to characterize granular mass flows (Lajeunesse et al. 2004) or to study dynamics and instabilities of interfaces or free surfaces (Johnsen et al. 2008; Chevalier et al. 2009)

The main objective for this research was to develop a simple test device monitoring the dispersion of soil specimens in still water and then, to correlate the tendencies to erodibility of reference soils. First, the test method is introduced and then, the testing procedure is described. Finally, results of a series of tests on sand and clay mixtures and on natural soil specimens are presented.

Experimental method

The aim of the experimental method is to quantify the disaggregating geometry of an immersed unsaturated soil specimen as a function of time. With this purpose, a soil specimen is placed in a large water container and monitored by two digital cameras. The first camera, or the principal one, is placed horizontally pointed to the center of the specimen to record its profile. The second camera is held vertically to check the axial symmetry of the specimen during the test and to evaluate the evolution of the radial dispersion. The analysis of the geometry of the sample during the test provides different parameters used to characterize soil dispersion behavior.

Sampling methods

Similarly to the last improved test method (Pham et al. 2008), the soil specimen is a centimetric soil cylinder. This cylindrical shape leads to an axisymmetrical behavior easier to monitor and to detect the presence of eventual singularities in soil specimens. Two preparation methods of soil specimens are tested with this test:

- Sampling with a thin-walled sampling tube (Fig. 1a)
- Statically compacting in a small mold (Fig. 1b)

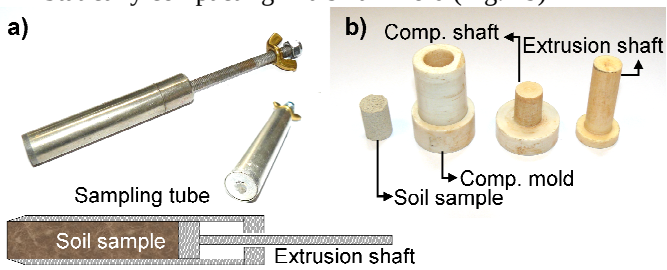


Fig 1 – Sampling tools (a) thin-walled sampling tube for natural soils (b) compacting mold for reconstituted soils.

The first type of soil preparation is generally used for natural soils to extract specimens from cores or for soils compacted in a Proctor mold. A sampler with an internal diameter of 15 mm and an external diameter of 16.5 mm is used to cut out the soil specimens. Three types of sampling have been tested (a) rotary sampling (140 rpm) (b) static driving and (c) dynamic insertion of the sampler. As a result, the static driving gave less disturbed specimens and was chosen to carry out the test. Then the soil specimen of 20 mm high is cut out by a fine blade under a confining axial effort to avoid cracks while trimming.

The second type of preparation is used for the parametric study presented in this paper. Different proportions of sand and commercial grinded clay are taken to produce reconstituted soil specimens. The soil components are oven-dried at a temperature of 55°C during 48 hours. They are mixed and humidified manually to obtain the target initial water content (w_i). The soil is then mixed with a 3 kilowatts knife-headed cutter during 10 minutes. The homogeneity is checked further on by measuring the water content of three samples taken from prepared mixture. After 48 hours of maturing in a hermetic bag, the soil specimen is molded with a constant static compaction force of 500 N in a mold of 15 mm of diameter. This force limit is fixed to have specimens without visible

macro-pores. Then a soil specimen of 20 mm high is trimmed and is ready for immediate testing.

General Layout

A general layout of the experimental setup is shown in Fig. 2. It consists of a 2-liter rectangular container. Water depth is approximately 8 cm. The container should have flat walls to avoid image distortion with a bottom and backside painted in matte black to have a full contrast between final images of the specimen and its background. It is set on a horizontally leveled base. The soil specimen is placed at the center of the base of the container. Two light sources are positioned above the container and two other on each side to enlighten uniformly the soil specimen.

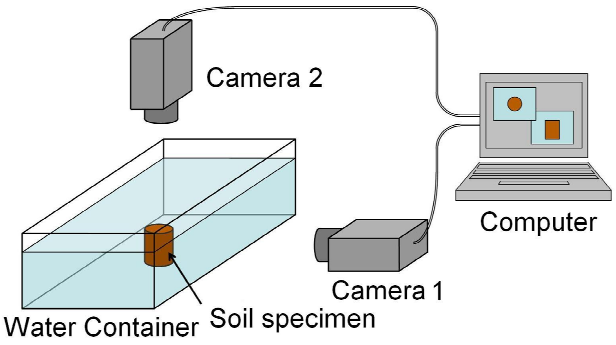


Fig 2 – General layout of the experimental setup

The profile camera is leveled horizontally and positioned at 40 cm pointed to the center of the specimen to minimize image distortion and fisheye effects. The vertical camera is fixed at the same distance vertically above the container and between the light sources. Two PixeLINK PL-B742 cameras with 25 focal length lenses are used. Nevertheless, simpler cameras can be used with a verification of the fish-eye effect.

The image acquisition time step depends on the sensitivity to dispersion of the tested soil. It varies generally between 2 seconds for highly sensitive soil textures and 1 minute for relatively non-sensitive ones. For an unknown soil texture, the test should be launched with short time steps. The region of interest of the camera should be high and large enough to include the geometry of the specimen during the test. An image resolution of 640 by 480 pixels gave a precision of around one tenth of a millimeter. The soil specimen is set manually and gently at the center of the water container (it is recommended to mark the center to place the specimens almost at the same place). The water height in the container is recommended to be more than twice the height of the specimen. Several primary tests with different water depths, from 3 to 15 cm did not give any significant difference between test results. Nonetheless the image contrast was better for the tests with higher water depths. The water depth is hence chosen to be 8 cm (four times the initial height of specimens).

The general behavior of the soil specimen, after being placed in water, is similar from all tested soil textures. This behavior can be divided into two different phases (Fig. 3): (a) hydration and (b) dispersion. During the hydration phase, the difference in the concentration gradient between the pore and permeate fluid causes water infiltration into the specimen and makes it swell both in height and in diameter. This swelling corresponds to inter-aggregate phenomenon acting in fine graded soils whereas the interparticle swelling is attributed to smectite clays. The swelling of such clays can be explained as follows (Ladd 1960): there exists a concentration gradient between the electrolyte in clay interlayer space (as well as in inter-aggregate pores) and the bulk ionic solution, and an electric field around the negatively charged clay particles. While the osmotic pressure gradient promotes swelling (the water penetration between the charged clay sheets compensated by cations), the electrostatic interparticle attraction opposes swelling. At equilibrium, these opposed forces are balanced denoted as constant water uptake.

The water penetration between aggregates will reduce afterwards the interparticle bonding forces and the soil specimen starts to crumble under gravity and slumps until it reaches a final conic shape (c in Fig. 3). This second phase may not take place in saturated highly clayey soils. Each test is monitored until the stabilization of the images and continued about an equivalent time to make sure no further change occurs. Some specimens were observed during several days to verify the possibility of long term mechanisms.

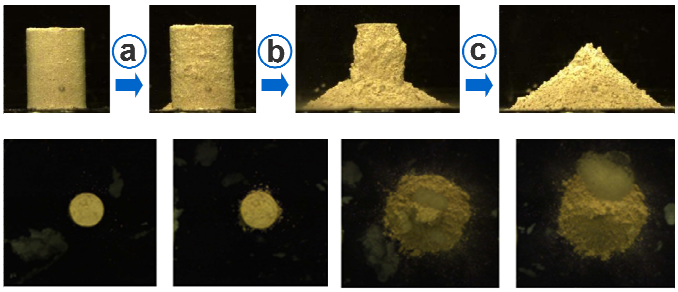


Fig 3 – General behavior of a specimen.

Image processing and estimation of parameters

The vertical camera is used to observe the axisymmetrical geometry of the specimen during the test but the vertical images are influenced on account of a cloud formed on the water surface. The horizontal images, that confirm as well the symmetry of the specimen, are processed to quantify the profile.

At first, the real size of a pixel is calculated several times with images from objects measured with a calibrated caliper and validated each time with the initial image of each test (of known initial geometry). The observed maximum deviation of a pixel size was less than 2%.

After the test, a rectangular area including the geometry of the specimen during the test period is defined and cropped. The image stack is then processed using ImageJ software in three steps illustrated in Fig. 4. In order to have a maximum contrast for a simple treatment only the red component of color is taken into account. A constant threshold is adjusted to all images of one stack. Dark pixels are taken as empty and bright ones as filled. The profile of the specimen is defined as the envelop of filled pixels. Once the profile of the specimen is obtained as a function of time, several parameters can be defined.

Fig 4 – Image processing procedure

In order to characterize efficiently and discernibly the general behavior of the specimen (composed by two phases swelling and dispersion that occur successively a stable final conic shape is reached) the following parameters are measured during the test (Fig. 5):

- *H*: the average height of a 2 mm large band in the middle of the soil specimen at the beginning of the test,
- *D*: the average diameter of a 2 mm band at 15 mm from the base of the specimen where there is not any soil deposit until the end of the test,
- *V*: the volume of the specimen estimated from the integration of surface rotated around the centerline.
- *T:* the elapsed time from the beginning of the test (when the test specimen is immersed in the water container).

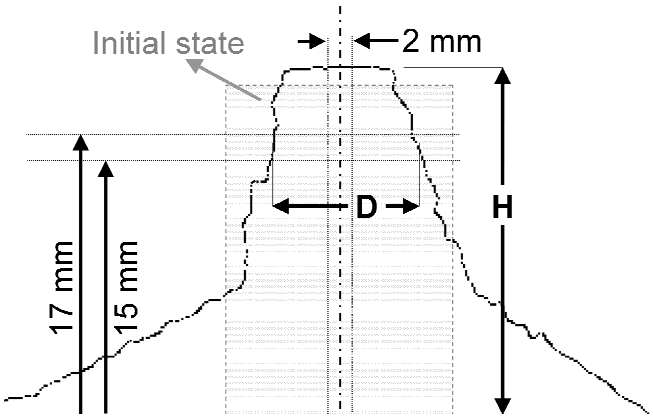


Fig 5 – Definition of geometrical parameters

Parameters *D* and *V* are calculated adding the results of the left and the right profiles of the specimen. The symmetry of the specimen is verified through these parameters and the test is not valid if the deviation between left and right profiles is higher than 10%. *D*, *V* and *H* are examined versus *T*. The Δ sign defines the variation of each parameter from the beginning of the test (for example Δ*H* is the difference between the measured *H* at a given time and the one measured from the first image taken at *T*<1s).

General Feature and Typical Results

The soil texture noted K75S25 is presented as an example. This texture is constituted of 75% of Kaolinite clay (K75) and 25% of Sand (S25). The behavior of specimens with three different initial water contents (w_i) is presented below to illustrate the test results. Fig. 6 shows the evolution of the parameters defined in the test procedure. The three curves in each figure correspond to the three tested initial water contents between 19% and 26%.

When the soil starts to hydrate, the specimen swells both in height and diameter. This swelling phase decelerates in time and soil particles start to detach from the specimen which defines the slump phase. With the increase of the infiltration into the soil, the suction in pores disappears, the structure loses its strength and soil particles start to detach and fall from the specimen. This negative pressure allowing the soil particles to stay together decreases during the test with the increase in total volume of the specimen. This mechanism continues until the specimen reaches an equilibrium state.

For example in the test on the specimen with 19% of initial water content, the diameter variation (Δ*D*) (Fig. 6a) increases during about 3 minutes until the beginning of the particle detachments ($T = T_{Det}$). The specimen then starts to "crumble" until reaching its final shape T_{Stab} = 15 min.

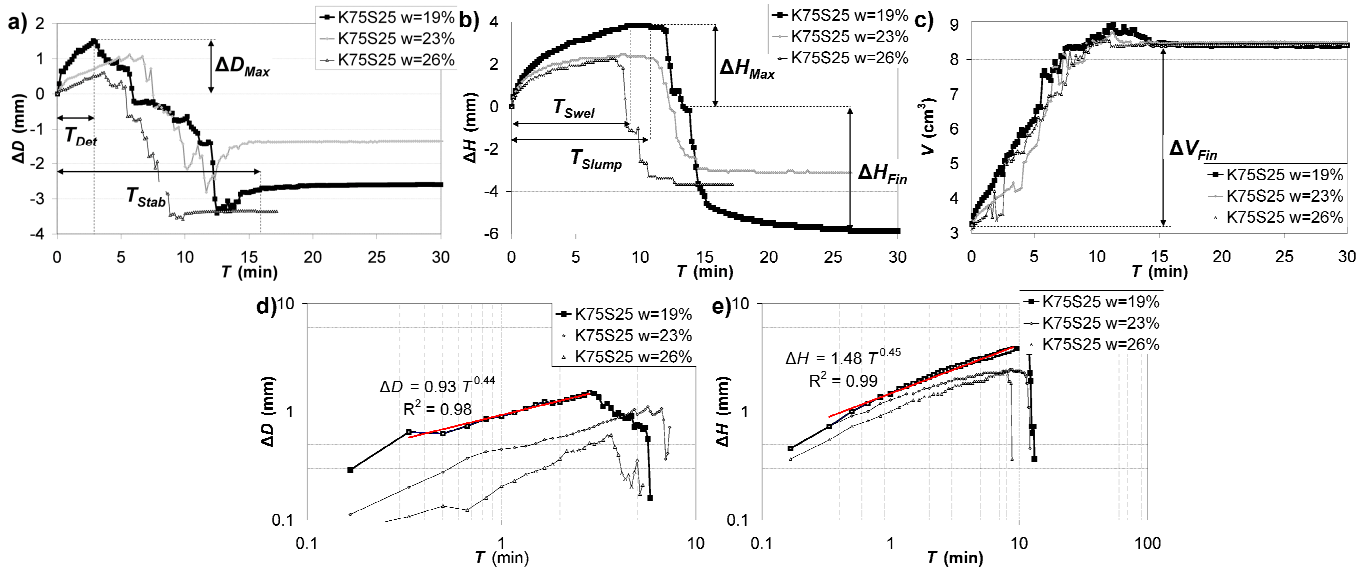


Fig 6 – Evolution of parameters a)*D* b)*H* c)*V* d)*D* (log-log scale) e) *H* (log-log scale)

The specimen is 20 mm high at the beginning of the test (Fig. 6b). After T_{Swel}, in this case 9 min after the insertion of the specimen in water, its height is 23.85 mm so ΔH_{max} is equal to 3.85 mm. The specimen starts to fall after about 3 minutes (T_{Slump} = 12 min) to reach a 14.15 mm height at the end of the test (corresponding to the height of the final conic shape). As for the volume of the specimen (Fig. 6c), the volume increment trend corresponding to swelling appears more uniform for initially drier specimens. For specimens with higher initial water content, the trend which corresponds to particle detachments is more discrete. Despite the different trends, the value of final volume is almost independent of the initial water content.

In general, for a given soil texture, the H, D and V trends as a function of T depend to the initial water content of the specimen and these characteristic values are used to compare the soil textures behaviors and to verify the repeatability of the test. The swelling is slower for specimens with higher water content and the slump is generally faster.

For the purpose of characterizing and comparing the hydration phase of the tests (Fig.6d and e), several curves are fitted to the data from each test. The best two parameters trend-line is a power function as below:

$$\Delta X = A_x T^{B_x} \qquad (1)$$

where X corresponds to the height (H) or the diameter (D) of the specimen. A_X and B_X are the parameters to be calibrated. The power function is visible as direct lines plotted on a log-log scale diagram as shown in the Fig. 6d and Fig. 6e.

Parametric study

Kaolinitic soil mixture

A series of tests was performed on remolded soils. Four mixtures with different proportions of Fontainebleau sand and Armoricaine kaolinite were used in the experiments. These mixtures were used in prior investigation. The grain-size distribution curves are given in the Fig. 7a. Fontainebleau Sand (100% quartz) has a maximum particle size of 400µm with an angularity coefficient of 1.2 and the Armoricaine kaolinite is composed by 84% of kaolinite and a low content of illite and quartz. The test was conducted under room temperature of 17-18°C. The permeate fluid was distilled water.

These four soil textures were prepared at different initial water contents (w_i) with the same sample preparation protocol. Fig. 7b shows the humid and the dry unit weights of the soil samples as a function of w_i for different tested soil textures. The water content range was chosen to be in the vicinity on both sides of w_{Opt}, the water content corresponding to the maximum unit weight of specimens. The w_{Opt} is close to the optimum water content determined by the Standard Proctor test. w_{Opt} is respectively 11%, 14%, 20% and 25% for soils with 25%, 75%, 50% and 100% clay fraction.

The diagrams on Fig. 8 to 15 compare for the four test series of different clay fractions the influence of clay and initial water content on ΔH_{max}, T_{Swel}, ΔD_{Max}, T_{Det}, ΔV_{Fin} and on A_H and A_D (the trend line coefficients).

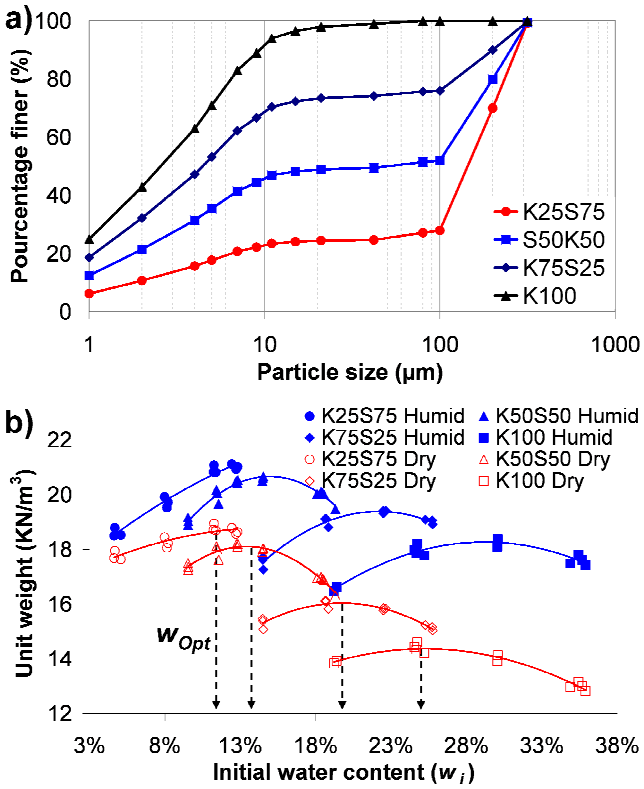


Fig 7 – a) Grain-size distribution curves of the kaolinite-sand mixtures b) Humid and the dry unit weight of soil samples as a function of initial water content

The repeatability of the test method is studied by carrying out three tests for every configuration (water content and clay fraction) and the results are presented by the average value and the deviation of the three tests.

The swelling amplitude (ΔH_{Max} on Fig. 8) decreases as the initial water content increases. The decrease is more significant for more clayey textures. On average, the decrease of the swelling height is 200 µm per percent of increase in initial water content for the 75% and 100% kaolinitic textures, and 50 µm per percent for the 25% and 50% of clay. As for ΔH_{max} measured at w_{Opt} of each texture, it increases linearly from 0.4 mm to 3.2 mm as a function of clay fraction despite the decrease in dry density (see the dashed line on Fig. 8). ΔH_{Max} increases linearly from 25% to 75% but seems to reach a limit at 3.2 mm until 100% of clay.

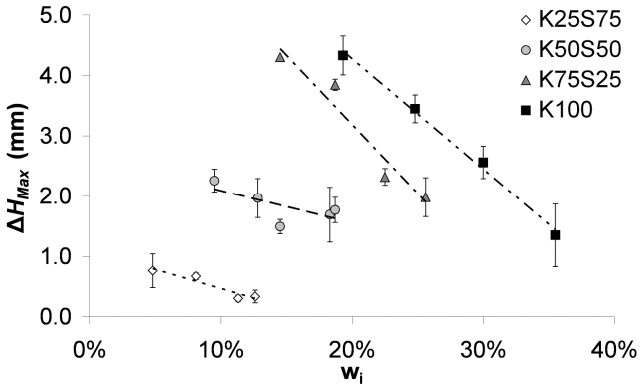


Fig 8 – Swelling amplitude (ΔH_{Max}) as a function of w_i

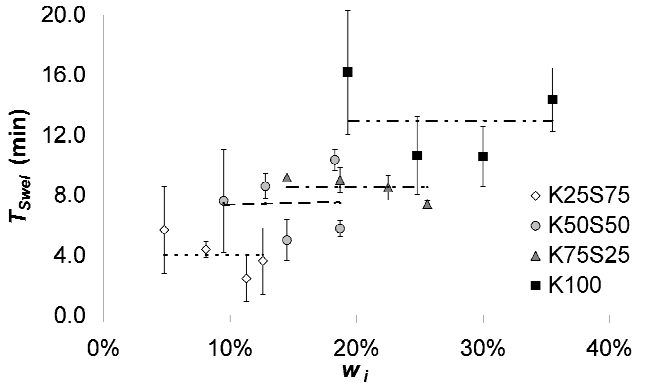


Fig. 9 – Swelling time T_{Swel} as a function of w_i

The time interval from the beginning of the test until the end of the swelling phase (Fig. 9) is almost proportional to the clay content. Nevertheless, it does not present a significant change with the initial water content.

The ΔD_{Max} values as a function of w_i for the four tested soil mixtures (Fig. 10a) indicate the maximal lateral swelling of soil specimen before any particle detachment. It can be noticed that for sandy soil textures (K25S75 and K50S50), the deviation of test results is larger than for clayey soils (K75S25 and K100). Moreover, the decrease of ΔD_{Max} is around 15 µm per percent of increase of w_i independently to the clayey fraction contrary to $\Delta H_{max,}$ behavior that evolves with clay content. Furthermore, ΔT_{Det} (on Fig. 10b) decreases significantly for the textures with the lowest w_i for every soil texture to reach shorter times (around 5 min) for the higher w_i. Such trend on particle detachments can be correlated with the initial water content positioned on the humid side of the optimum (Fig. 7b) and with the curves of saturation degree (Fig.11) that do not change for the initial water contents higher than w_{Opt}.

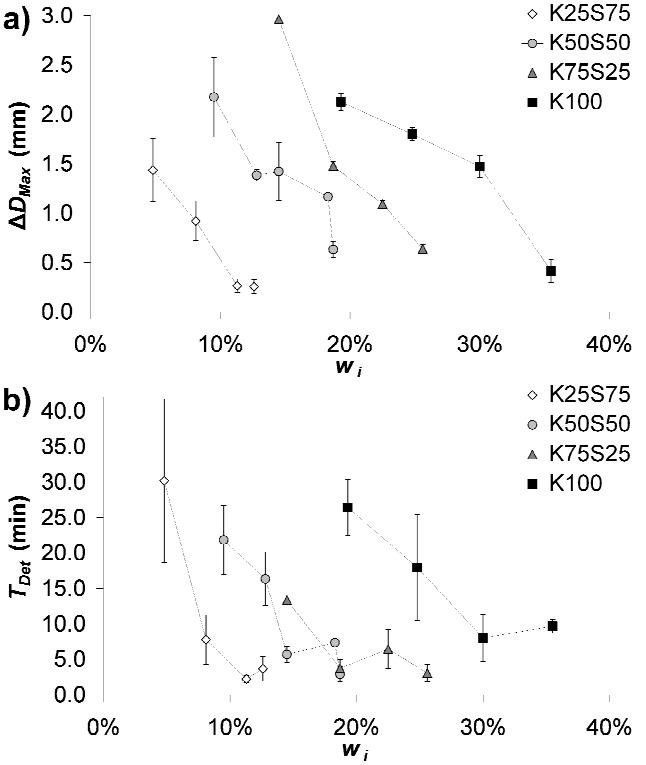


Fig. 10 – Swelling time (T_{Swel}) as a function of w_i

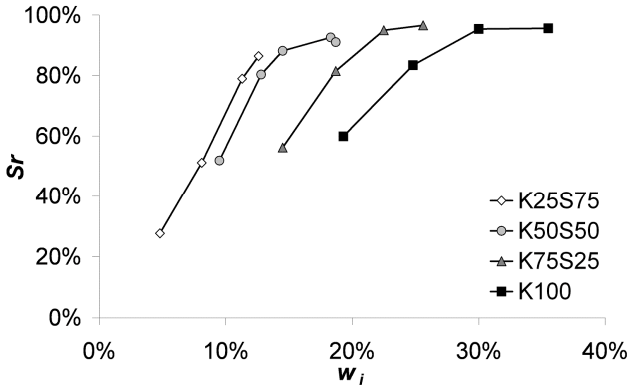


Fig. 11 – Saturation degree of kaolinite-sand samples

As to the kinetic of swelling, the power function (eq. 1) is fitted to the swelling phase of each test, as stated before (Fig 6d and e). The fitting is applied on the time range from 20 seconds to T_{Slump}. For all test results, the power factor B_H on Fig. 12a and B_D on Fig. 12b is found almost constant. It can be noted that the results from diameter are more scattered because of the coupling of swelling and particle detachment early after the beginning of the test. B_H and B_D values are found around 0.5 in coherence with the simple form of infiltration function given by Philip (1957). In the early time infiltration, capillarity dominates flow according to Philip while the contribution of gravity can be neglected. Therefore, cumulative infiltration versus time can be expressed as:

$$I = ST^{0.5} \quad (2)$$

where I is the cumulative infiltration depth at a given hydraulic head (mm), T is infiltration time (min) and S (mm.s$^{-0.5}$) is the sorptivity of the medium defined as a measure of the capacity of the medium to absorb or desorb liquid by capillarity. Plotting I of early infiltration stage against $T^{0.5}$ and identifying the portion of the graph with linear behavior allows the estimation of S from the slope of the fitted straight line.

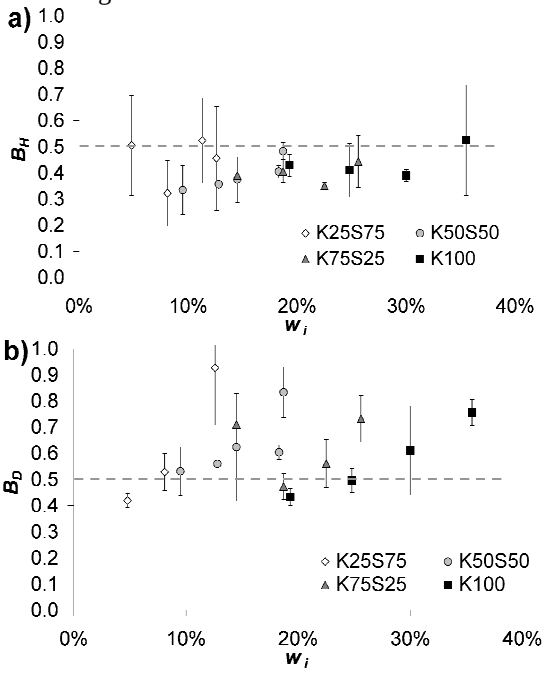


Fig. 12 – Power factors of swelling curves a) B_H and b) B_D

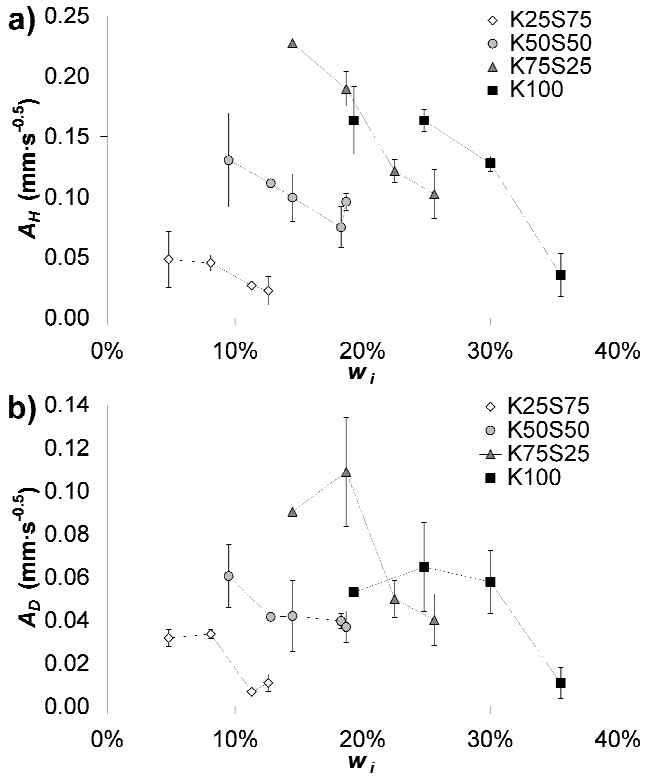


Fig. 13 – Multiplicative factors of swelling curves a) A_H and b) A_D

In view of the fact that the swelling of the specimen is caused by the soil hydration, the swelling amplitude should have a direct proportional relationship with the infiltration length. Thus, by analogy with setting the parameters B_H and B_D from the equation (1) to 0.5, a parameter similar to the sorptivity (A_H and A_D) can be calculated for swelling as a function of time.

A_H (Fig.13a) or A_D (Fig. 13b) are used to compare the swelling tendency with time for different soil textures. A ratio of 3 times in both height and diameter factors is observed. The deformation occurs more rapidly in the longitudinal direction than in the radial one. Nevertheless, almost the same trend is found for both height and diameter. Such trend is linked to the anisotropy of the structure as the soil specimens are compacted vertically in a rigid mold.

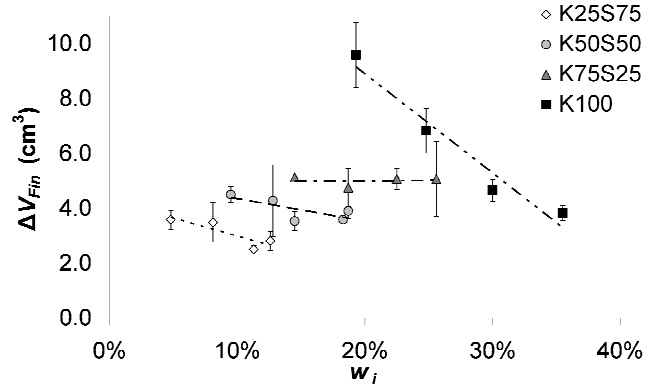


Fig. 14 – Final variation of volume of specimens as a function of w_i

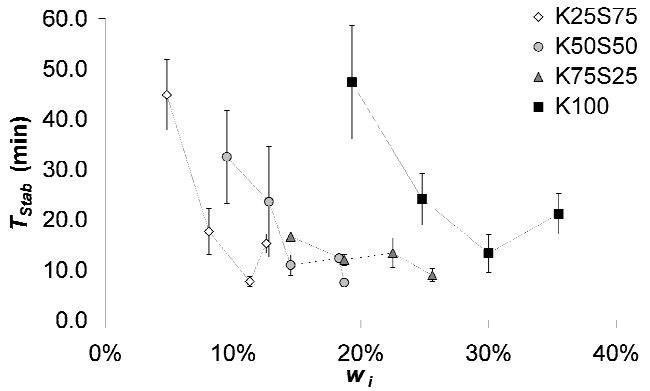


Fig. 15 – Stabilization time of specimens (no further changes in ΔD) as a function of w_i

At the end of the tests, the final state of the specimens is visually almost identical. Nevertheless, the estimated final volume (Fig. 14) appears higher for the more clayey soil textures. But, such trend does not seem proportional to the clay fraction of soil. Except for initially unsaturated specimens of K100, the final volume does not vary significantly for different initial water contents even if a slight decreasing trend can be noticed for K25 and K50. The final state of the specimen is reached after T_{Stab} within 10 to 15 minutes (Fig. 15) for specimens at the w_{Opt} and on the humid side of the unit weight curves (Fig. 7b) independently from the clay fraction. However, it takes 20 to 45 minutes for specimens on the dry side.

All the soil textures mentioned above are classified in the same dispersion class with the standardized crumb test. The enhanced crumb test differentiates the behavior of these soil textures using quantitative parameters.

Illitic and montmorillonitic soil mixtures

Further tests were done on a 100% illitic soil (from Arvel, France) which is a low swelling clay unlike kaolinite. Montmorillonite (from Arvel, France), an expansive clay, was also tested. Note that the swelling character of clay is responsible for the failure of some erosion test apparatuses to test such clayey soils.

The tested 100% montmorillonite is prepared with the same protocol as kaolinite mixtures with w_i = 36% and 40% (near the optimum) while illite is tested with w_i = 27%.

The behavior of illite specimens is similar to the former K25S75 (Fig. 17). All three repeatability tests have a limited swelling of 1 mm in height with a stabilization time of 7 min of. The slump phase of illite specimens takes place slower than kaolinite but montmorillonite specimens with w_i = 36% have a very gentle slope. Continuous swelling even during disaggregation of soil specimens explains such trend. For montmorillonite specimens with w_i = 40%, the swelling phase is extremely slow (T_{Swel} = 600 minutes) and the slump phase does not take place. Moreover, the final estimated volumes of all the montmorillonite specimens are around 13 cm^3 which is the highest value compared with 10 cm^3 for illite and 8 cm^3 for kaolinite.

As a conclusion, the proposed test can be used not only on low swelling soils but also for the characterization of clayey soils with high swelling potentials.

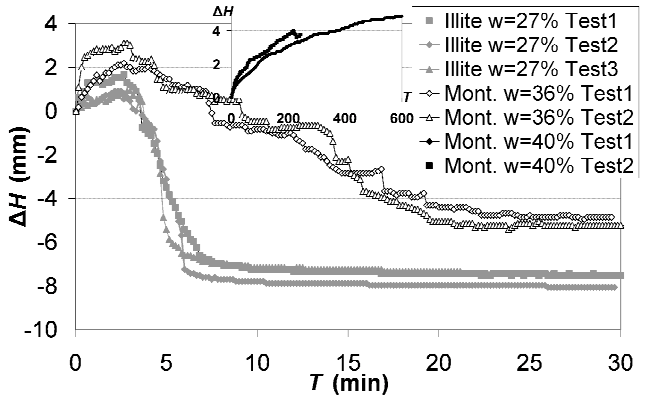


Fig. 17 – Height variation of illite and montmorillonite specimens

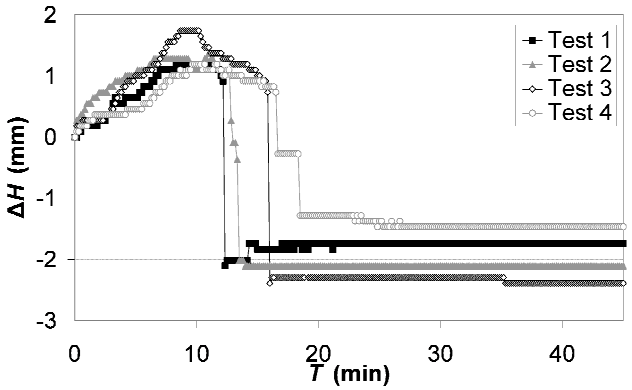


Fig. 18 – Height evolution for natural clay samples (repeatability tests)

Natural soil specimens

The sampling with a small thin-walled sampling tube in a Standard Proctor mold is used for a natural clayey soil (CL in USCS, PI: 11, MBV: 1.9 g/100g and the < 80µm fraction is 67%) taken from an earthwork in Héricourt (France). The soil is composed of 24% of quartz, less than 5% of kaolinite, 38% of vermiculite/muscovite and 34% of illite and a low content of feldspar (albite and microcline) and carbonate (calcite and dolomite). The soil was compacted at the optimum standard Proctor water content (34%). Note that anisotropy is particularly significant for specimens made with this sampling method. Four repeatability tests (Fig. 18) are presented to verify the sampling and the applicability of the test method for ex-situ / in-situ testing. Because of the maximum coarse grain size (6.3 mm) and the different clay types present in the soil, the trends are not as clear as in the previous tests. Nevertheless, the characteristic values are discernable. In conclusion, the dispersivity of natural soils can be tested through the new method and the comparison of their behavior to reference soils could be proposed in next work.

Discussion on dispersion and erosion tests

The soil dispersivity is defined as the capacity of a soil to deflocculate easily and rapidly without significant mechanical assistance in water of low salt concentration. It is often correlated with erosion phenomenon which is mechanical removal and transportation by a fluid.

Experimental test results with the Hole Erosion Test apparatus on the same kaolinite-sand mixtures (Haghighi et al. 2013) has shown that erosion of cohesive sediments are controlled by the hydraulic shear stresses applied from the fluid to the soil interface. The critical shear stress (τ_c) designates the shear stress at which erosion is initiated. It was determined as the value of the stress for zero sediment discharge obtained by back extrapolating the erosion rate curve versus the shear stress (Fig19a).

The critical shear stress (Fig. 19b) for the different clay fractions was measured with the Hole Erosion Test at w_{Opt} respectively 11%, 14%, 20% and 25% for the sand-kaolinite mixture with 25% to 100% of clay. Both the critical shear stress and the ΔH_{Max} follow similar trends except for high clay content. As for the erosion coefficient (k_{er}: the slope of erosion rate and shear stress illustrated in the Fig. 19a) the trend seems to be similar to that of the inverse of the detachment time (T_{Det}) measured by the Enhanced Crumb Test. The longer the time before a soil specimen starts to disaggregate in water, the lower is the erosion rate for a given shear stress. This could imply that the soil texture is more resistant to erosion.

After demonstrating the possible correlation between erodibility and dispersivity versus clay content, dispersivity is also intensively related to initial water content. In order to illustrate the impact of w_i on erodibility, several Hole Erosion Tests on the K100 texture with 42% of water content compacted with the same protocol (γ=1240 kg/m^3, Sr = 96%) were carried out.

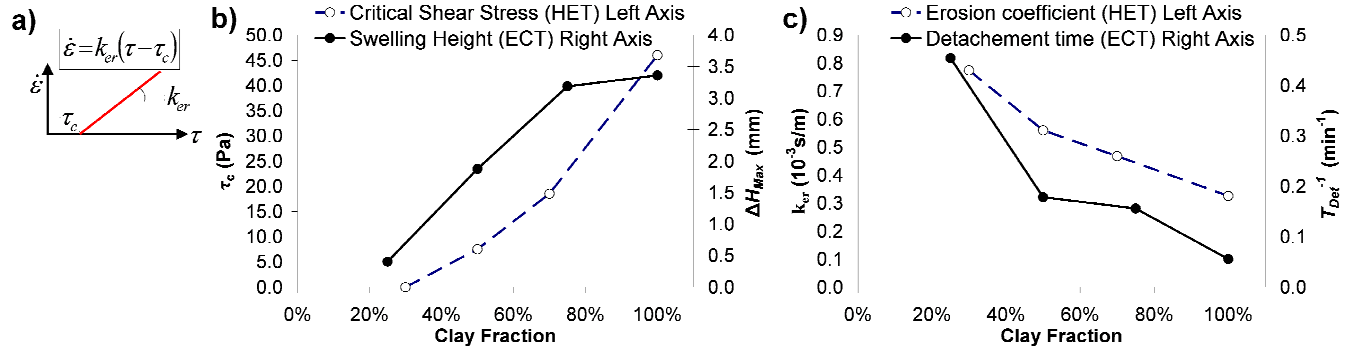


Fig 19 – a) Definition of the erosion law b) Evolution of the critical shear stress and the maximum swelling height c) Evolution of the erosion coefficient and the inverse of detachment time as a function of clay fraction.

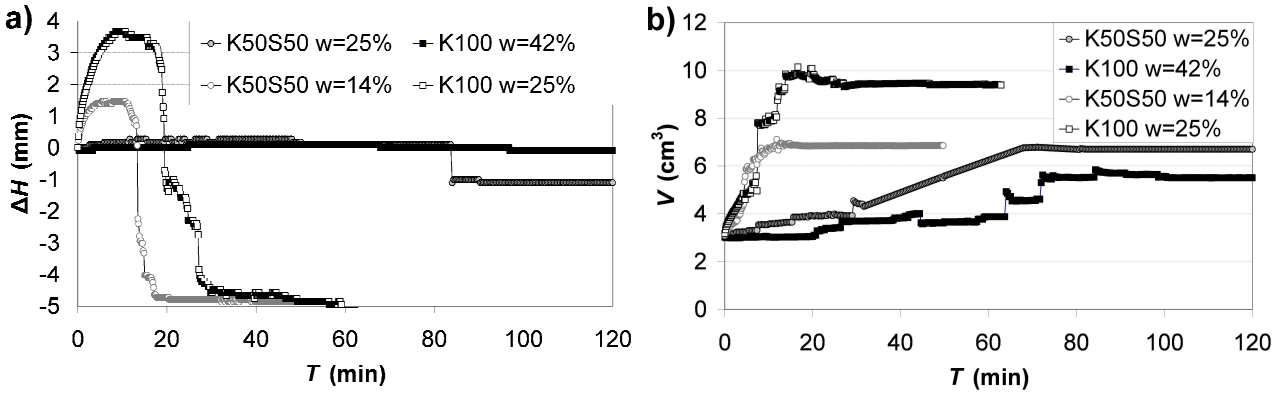


Fig 20 – Evolution of a) height and b) volume of specimens with the optimum and high moisture contents.

They revealed a significant drop of the critical shear stress (τ_c) from 45 Pa for w_{Opt} to 4.4 Pa for w_i = 42% (Fig.20a). As for the K50S50 with w_{Opt} = 25% (γ=1560 kg/m^3, *Sr* = 96%), no critical shear stress could be measured and erosion starts from very low hydraulic shear stresses (τ_c = 0). Nonetheless, there is no significant change in erosion coefficient with the increase in w_i (Fig.20b). In coherence with the demonstrated drop in (τ_c), almost no swelling phase (ΔH_{Max} = 0) can be observed for K100 with w_i = 42% and K50S50 w_i = 25%.

The results presented here suggest that it may be possible, with further research and testing, to establish partial correlations between erosion parameters and dispersivity characteristics given by the new test crumb.

Conclusions

The "Enhanced Crumb Test" presented in this paper is a new test method developed to provide a quantitative indication of the natural dispersive characteristics of clayey soils. Small and simple equipments are used and the proposed test can be easily carried out under field conditions. It is based on the continuous monitoring of the geometry of a small soil specimen in a large volume of water by imaging. The disaggregation of soil specimens that behave in the same manner with naked eye can be differentiated using this method.

This method provides the possibility of studying large ranges of configurations such as type and content of clay, density, initial water content, compacting, undisturbed or remolded soil specimens and fluid type. Characteristic values of the geometry of the specimens during the different phases of the test (swelling, slump and stabilization) are compared. This was done to characterize water sensitivity of the configurations as illustrated in the parametric study carried out on remolded gap-graded soils. The evolution of the geometry of specimens during the first swelling phase is found to be, in agreement with infiltration theories (a power function of time).

Finally, it is found that the observed dispersive tendencies of specimens tested with the Enhanced Crumb Test are coherent with the test results obtained from the Hole Erosion Test on a few reference soils. Further results should validate the correlation between dispersive and erodible properties.

REFERENCES

ASTM D4647, 2006e1, "Standard Test Method for Identification and Classification of Dispersive Clay Soils by the Pinhole Test" *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.08, ASTM International, West Conshohocken, PA, pp. 1–11.

ASTM D6572, 2006, "Standard Test Method for Determining Dispersive Characteristics of Clayey Soils by the Crumb Test" *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.08, ASTM International, West Conshohocken, PA, pp. 1–5.

ASTM D4221, 2011, "Standard Test Method for Dispersive Characteristics of Clay Soil by Double Hydrometer" *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.08, ASTM International, West Conshohocken, PA, pp. 1–4.

Blais, J-P. (2004). "Typologie de l'érosion interne et érosion interne des digues fluviales, Une courte revue bibliographique." *Colloque technique sur la sécurité des digues fluviales et de navigation*, Orléans, France, pp. 65–70.

Briaud, J.-L, Ting, F. C. K., Chen, H. C., Cao, Y., Han, S. W., and Kwak K. W. (2001). "Erosion Function Apparatus for Scour rate predictions." *J. Geotech. and Geoenviron. Eng.*, 127(2), pp. 105–113.

Briaud, J.-L. (2008). "Case Histories in Soil and Rock Erosion: Woodrow Wilson Bridge, Brazos River Meander, Normandy Cliffs, and New Orleans Levees." *J. Geotech. and Geoenviron. Eng.*, 134(10), pp. 1424–1447.

Carlson, E. J. and Enger, P. F., (1962). "Tractive Force Studies of Cohesive Soils for Design of Earth Canals," *U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, Hydraulic Branch, Denver, Colo.* Report No. Hyd-504,

Chevalier, C., Lindner, A., Leroux, M. and Clément, E. (2009). "Morphodynamics during injection of air into a confined granular suspension." *Journal of Non Newtonian Fluid Mechanics* Vol. 158, pp. 63-72

Dunn, I.S., (1959). "Tractive resistance of cohesive channels," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE 85 (SM 3), pp. 1 – 24.

Emerson, W.W. (1964). "A Classification of Soil Aggregates Based on Their Coherence in Water," *Australian Journal of Soil Research*, Vol 2, pp. 211-217.

Haghighi I., Chevalier C., Duc M., Reiffsteck P., Guédon S, (2013) “Improvement of Hole Erosion Test and Results on Reference Soils”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*

Heinzen, R.T., Arulanandan, K., (1977). “Factors influencing dispersive clays and methods of identification”, *ASTM Special technical publication*, Vol. 623, pp. 202- 217.

Holmgren, G.G.S., Flanagan, C.P., (1977). “Factors affecting spontaneous dispersion of soil materials as evidenced by the crumb test.” *Sherard, J.L., Decker, R.S. (Eds.), Dispersive Clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects, ASTM STP623*, pp. 218–239.

Johnsen, Ø., Chevalier, C., Lindner, A., Toussaint, R., Clément, E., Maløy, K.J., Flekkøy, E.G. and Schmittbuhl J. (2008). “Decompaction and fluidization of a saturated and confined granular medium by injection of a viscous liquid or gas.” *Physical Review* E 78, 051302

Ladd, C. C., (1960). “Mechanisms of swelling by compacted clay.” *H.R.B. Bulletin 27*

Lajeunesse, E., Mangeney-Castelnau, A., and Vilotte, J. P., (2004). “Spreading of a granular mass on a horizontal plane.” *Phys. Fluids*, 16(7), 2371-2381.

Moore, W. L. and Masch, F. D., (1962). "Experiments on the Scour Resistance of Cohesive Sediments," *Journal of Geophysical Research*, Vol. 67, No. 4,

Partheniades, E., (1965). "Erosion and Deposition of Cohesive Soils," Proceedings, American Society of Civil Engineers, Vol. 91, No. HYl.

Pham, T. L., Chevalier C., Duc, M., Reiffsteck, P. et Guedon, S., (2008), “Development of a new test to characterize dispersion of soil, *4th International Conference on Scour and Erosion, Tokyo*,

Philip, J.R., 1957. “The theory of infiltration: 1 the infiltration equation and its solutions.” *Soil Sci.* Vol. 83, pp. 345-357.

Sherard, J.L., Dunnigan, L. P., Decker, R. S., (1976). “Identification and Nature of Dispersive Soils,” *Journal of Geotech. Eng. Div.*, ASCE, Vol 102, No. GT-4, pp. 287-301.

Sherard, J. L., (1984) “Trends and Debatable Aspects in EmbankmentDam Engineering,” *International Water Power and Dam Construction, England*, vol. 36, no. 12

Smerdon, E.T., et Beasley, R.P., (1959). “The tractive force theory applied to stability of open channels in cohesive soils.” *Research bull. 715, University of Missouri, College of agriculture, Agr. Exp. Station. Columbia*

Soudain M. (2004). “Come rain, come shine” *Geotechnics of transports, Ground engineering*, pp. 14-15

Volk, G. M., (1937). “Method of Determination of Degree of Dispersion of the Clay Fraction of Soils,” *Proceedings, Soil Science Society of America*, Vol 2, pp. 561.

Wan, C.F., and Fell, R. (2004). “Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams.” *J. Geotech. Geoenv. Eng*., 30(4), 373–380.

V. Chapitre 5. Érodabilité des sols traités à la chaux

Dans les trois chapitres précédents, les phénomènes d'érosion de conduit, d'érosion de surface et de dispersion ont été étudiés au travers de trois méthodes d'essais sur différents types de sol. Ces méthodes ont été notamment adaptées pour être applicables sur les sols naturels reconstitués ou sur des éprouvettes prélevées au sein d'ouvrages en terre avec un minimum de remaniement et de perturbation par rapport à leur état en place.

Dans ce chapitre, ces méthodes d'essais sont appliquées afin de caractériser les différents aspects du comportement des sols traités à la chaux. Principalement utilisé en terrassement, le traitement à la chaux des sols est un processus qui apporte une meilleure « maniabilité » des matériaux limoneux et argileux et qui, une fois ces sols compactés, permet une amélioration des propriétés mécaniques (Herrier et al. 2012a). Toutefois, nous disposons une connaissance très limitée sur le comportement vis-à-vis de l'eau des sols traités à la chaux. La détermination de ces propriétés est l'objet de recherches récentes entreprises par le Groupe Lhoist en collaboration avec plusieurs centres de recherche et d'universités, y compris l'Ifsttar. Dans ce chapitre, nous nous concentrons sur le comportement des matériaux traités à la chaux vis-à-vis des processus d'érosion et des effets de l'eau à l'aide d'études en laboratoire et sur le terrain.

Dans un premier temps, des études expérimentales ont été effectuées au laboratoire sur des sols naturels en état non traités ou traités sur des éprouvettes reconstituées selon des procédures générales dont les paramètres sont bien maîtrisés. Ensuite, les études ont été poursuivies au travers d'essais *in situ* et sur des éprouvettes prélevées sur deux ouvrages pilotes réalisés au Centre d'Expérimentation et de Recherches de Rouen (Charles et al. 2012).

1 Contexte général

Les techniques de traitement à la chaux sont largement utilisées, dans le monde entier, pour l'amélioration et la stabilisation des sols notamment pour la construction de remblais pour les routes, autoroutes, voies ferrées, plates-formes industrielles, etc. Les sols traités à la chaux présentent une meilleure maniabilité au moment de la mise en place et des caractéristiques mécaniques bien meilleures par rapport à leur état naturel. Néanmoins, l'application de ces techniques reste très limitée pour les ouvrages hydrauliques en terre notamment au niveau européen.

Les sols traités à la chaux disposent, en général, d'une densité sèche moins élevée après le compactage par rapport aux sols non traités. L'une des raisons principales de l'utilisation limitée de ces techniques pour les ouvrages hydrauliques est probablement cette diminution

de densité qui provoque une certaine méfiance pour leur application car une porosité plus élevée en général évoque une perméabilité plus importante bien que ce n'est pas le cas des sols traités à la chaux. Cependant, le traitement à la chaux est utilisé depuis des décennies aux Etats-Unis d'Amérique et en Australie pour apporter des améliorations à des digues, des levées et des barrages en terre (Herrier et al. 2012a).

À titre d'exemple, l'efficacité de l'application des sols traités à la chaux est présentée pour le canal Friant-Kern. Ce canal est situé au pied du massif de la Sierra Nevada au sud-est de la ville de Fresno en Californie. Il mesure près de 240 km de long et est conçu pour un débit maximum de 150 m^3/s (Herrier et al. 2012b). Il a été construit dans les années 1940 en utilisant des sols argileux très plastiques (I_P>40%) et sensibles aux phénomènes de retrait-gonflement. Depuis lors, il a subit des dommages fréquents ce qui a nécessité plusieurs mesures de réparation et de prévention notamment dans les années 1970 par des revêtements en béton, des enrochements et également du traitement à la chaux. Concernant le traitement à la chaux, un tronçon de 3,2 km de long, très fréquemment accidenté, a été réparé d'abord en élargissant la section trapézoïdale du canal de 10,7 m de base à 17,7 m et les pentes de 1½ : 1 à 2 : 1 avant d'être revêtu d'une couche du sol traité à la chaux d'environ 0,6 m d'épaisseur (Howard et Bara 1976).

Actuellement, presque 40 ans après la mise en service des tronçons réparés, des dommages sont observables pour les parties revêtues en béton et en enrochement. En revanche, les parties traitées à la chaux ont nettement moins souffert. La Figure V.1 montre les différentes mesures de protection appliquées à l'ouvrage. Il est important de noter que, selon le « Bureau of Reclamation », le maître d'œuvre, les coûts de mise en place et de la maintenance restent largement moins élevés pour le tronçon renforcé avec le sol traité à la chaux. Les empreintes des compacteurs à pieds dameurs sont toujours visibles tant sur les parties immergées en permanence que sur les parties soumises à l'humidification et au séchage (Figure V.1b). Les seuls défauts perceptibles sur la surface du sol traité sont des petits trous probablement dus aux mottes d'argile qui n'ont pas été suffisamment malaxés avec la chaux lors de la construction des banquettes dues la faible performance des engins utilisés pour le malaxage.

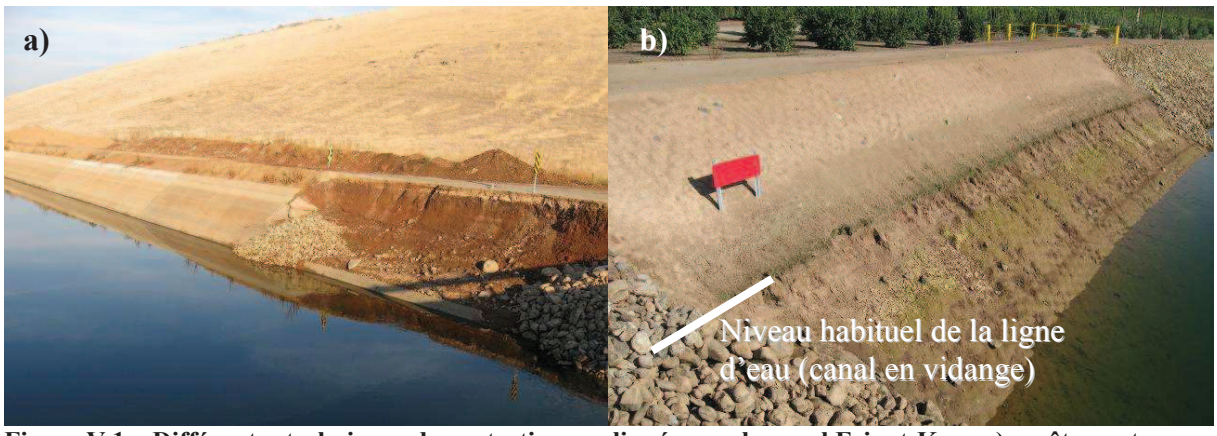


Figure V.1 – Différentes techniques de protection appliquées sur le canal Friant-Kern a) revêtement en béton b) traitement à la chaux et enrochement sur l'ouvrage d'origine (photos prises en novembre 2010).

La technique de traitement du sol à la chaux dans cet ouvrage s'est avérée être beaucoup plus économique et plus efficace que d'autres techniques.

En conséquence, la société Lhoist a entrepris un projet de recherche avec plusieurs partenaires universitaires et établissements de recherche afin de caractériser le comportement des sols traités à la chaux face aux processus d'érosion. Nous avons choisi de présenter une partie de ce travail effectué à l'Ifsttar au travers d'essais en laboratoire et sur des ouvrages expérimentaux. La chaux utilisée dans ce cadre a été une chaux vive CL-90 Q (selon la norme EN 459-1) avec une teneur en chaux disponible de 90.9 % et une réactivité de $t_{60} = 3,3$ minutes.

2 Campagne d'essais sur les éprouvettes confectionnées en laboratoire

Cette partie présente le comportement des matériaux traités à la chaux vis-à-vis des processus d'érosion et des effets de l'eau au travers d'études en laboratoire réalisées sur des éprouvettes de sols à l'état naturel (non traité) et traité à la chaux avec des conditions d'essai bien maîtrisées. Des essais ont été ainsi menés sur deux types de sols: un limon et une argile et des comparaisons ont été établies entre les matériaux traités et ceux non traités à l'issue d'une période de cure de 7 et 90 jours après le traitement à la chaux.

2.1 Matériaux utilisés et préparation des éprouvettes

Deux types de sols naturels ont été utilisés dans cette étude. Ils ont été prélevés à Héricourt (Haute-Saône, France). Le premier sol de nature limoneuse est appelé le « Limon d'Héricourt » et le deuxième l'« argile d'Héricourt ». La granulométrie de la partie grenue (>80µm) de ces deux sols est présentée à la Figure V.2. Le diamètre maximal est inférieur à 50 mm avec une fraction fine (<80µm) supérieure à 35%. En conséquence, d'après la classification GTR (2000) les deux sols sont de classe A. Le Tableau V.1 présente les limites d'Atterberg et les Valeurs au bleu. Le Limon est alors de classe A1 (VBS ≤ 2,5 et IP ≤ 12%) et l'argile de classe A3 (25 < IP < 40 et VBS > 8).

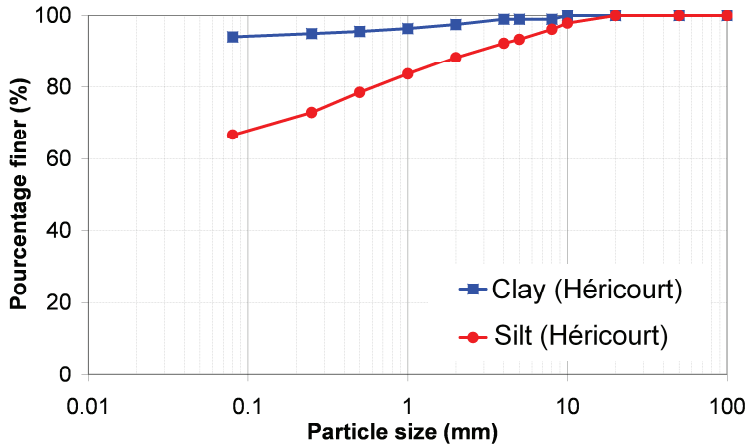


Figure V.2 – Granulométrie de la partie grenue des sols utilisés pour l'étude au laboratoire.

Tableau V.1 – Caractérisation des sols utilisés pour l'étude au laboratoire.

	Limon d'Héricourt	Argile d'Héricourt
w_L (%)	32,8	72,2
w_P (%)	21,6	35,4
I_P (%)	11,2	36,9
VBS	1,9	17,7

Afin de préparer les éprouvettes, les sols sont séchés à l'air. Ils sont ensuite concassés d'abord manuellement en motte, puis à l'aide d'un malaxeur à couteau type Hobart d'une puissance de 3 kW (Figure V.3). Ce dernier est également utilisé ensuite pour le malaxage avec la chaux.

Les sols ont été écrêtés à 6,3 mm et conservé dans des fûts hermétiques pour obtenir une teneur en eau de stockage homogène.

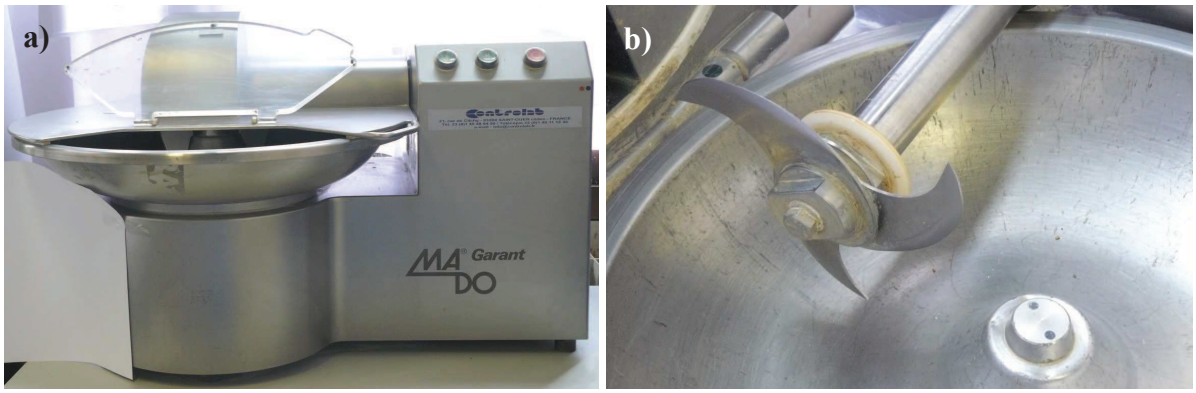


Figure V.3 – Malaxeur utilisé pour le concassage des mottes et le malaxage avec la chaux. a) vue d'ensemble du malaxeur. b) détails de l'arbre et des couteaux.

Pour la confection des éprouvettes, la teneur en eau initiale (de stockage) est mesurée en quatre points dans le stock utilisé. Afin d'obtenir un écart acceptable entre les teneurs en eau mesurées (0.5% d'écart au maximum) les sols sont étalés dans des boîtes hermétiques sur 20 mm d'épaisseur et sont humidifiés à la teneur en eau souhaitée en les aspergeant l'eau. Ils sont laissés durant 24 heures à 20°C pour l'homogénéisation de la teneur en eau.

Les éprouvettes préparées pour effectuer les trois méthodes d'essai (HET, MoJET et ECT) ont les mêmes caractéristiques hormis leurs dimensions. Le Tableau V.2 présente ces caractéristiques. Les éprouvettes de sols non traités sont humidifiées à leur teneur en eau optimale selon l'essai Proctor standard (ASTM D1557 2009e1) et compactées à 95% de leur masse volumique optimale. Les éprouvettes de sols traités possèdent une teneur en eau de 120% de la teneur en eau optimale en plus de l'eau nécessaire pour l'hydratation de la chaux (équivalent massique de la teneur en chaux) et une masse volumique de 95% de la masse Proctor standard correspondante à cette teneur en eau. La teneur en chaux indiquée est une proportion massique du sol sec.

Tableau V.2 – Caractéristiques des éprouvettes confectionnées.

			Limon d'Héricourt	Argile d'Héricourt
Non traité	Teneur en eau (%)		18	23,5
	Masse volumique sèche (kg/m^3)		1650	1620
Traité	Teneur en chaux (%)		2	5
	Teneur en eau (%)	Initiale	26,5 (24,5+2)	39 (34+5)
		1 heure après malaxage	24,5	34
	Masse volumique sèche (kg/m^3)		1550	1210

Pour la confection des éprouvettes, après une période de 24 heures de maturation à 20°C après l'ajout d'eau, le sol est placé dans le malaxeur, la chaux est minutieusement ajoutée pour les éprouvettes en sol traité. Le mélange est ensuite malaxé pendant 1 minute à la vitesse 1 du malaxeur (correspondant à 1,5 kW de puissance) puis pendant 2 minutes à la vitesse 2 (correspondant à 3 kW de puissance). Le sol est ensuite introduit dans un récipient et fermé pendant 60 minutes et les éprouvettes sont confectionnées dans les 45 minutes qui suivent.

Les éprouvettes de l'essai d'érosion de trou (HET) sont compactées en 8 couches directement dans les moules fabriqués pour la cellule d'essai (70 mm de diamètre intérieur et 150 mm de longueur). Concernant les essais d'érodimètre à jets mobiles (MoJET) les éprouvettes ont été compactées dynamiquement en une seule couche de 48 mm d'épaisseur et 152 mm de diamètre. De plus, deux éprouvettes supplémentaires de ce type sont préparées afin d'y prélever des échantillons de sol destinés aux essais d'émiettage amélioré (ECT). Les éprouvettes sont testées après 7 et 90 jours de maturation à 20°C dans des sacs hermétiques.

2.2 Essai d'érosion de trou (HET)

Le Tableau V.3 résume les essais réalisés sur le limon d'Héricourt 7 et à 90 jours de maturation. Les essais sont effectués à différentes ΔP (différence de pression) imposées. Pour les essais réalisés sur le sol traité, malgré la différence de pression imposée très élevée, aucune érosion mesurable n'a eu lieu. Seule une légère hydratation est mesurable (0,6% d'augmentation de la teneur en eau après une heure d'exposition à l'eau). Dans ces essais le programme d'essai a été contraint par la plage de mesure de pression ou de débit du dispositif. Les essais ont été réalisés avec des diamètres initiaux différents (3 et 5 mm). Dans le cas des essais à 3 mm de diamètre initial, le dispositif a été limité par la pression maximale et dans le cas des essais à 5 mm par le débit d'alimentation.

Tableau V.3 – Liste des Essais HET réalisés sur le limon d'Héricourt.

		Durée de cure	Trou initial (mm)		Trou final(mm)	ΔP	Teneur en eau nominale	Masse volumique sèche (t/m^3)	$\tau_{initiale}$ appliquée (Pa)	
		(jours)	Diamètre	Longueur	Diamètre	(kPa)				
1	limon non traité	7	5	150	9.97	50	18.0%	1.68	417	Débit max atteint
2		7	5	150	12.70	30	18.0%	1.66	250	Débit max atteint
3		7	5	150	12.15	30	18.0%	1.68	250	Débit max atteint
4		7	3	150	14.13	50	18.0%	1.67	250	Débit max atteint
5		90	5	150	10.33	50	18.0%	1.66	417	Débit max atteint
6		90	5	150	12.54	40	18.0%	1.62	333	Débit max atteint
7		90	5	150	11.45	30	18.0%	1.65	250	Débit max atteint
8		90	3	150	-	50	18.0%	1.65	250	Débit max atteint
9	limon traité à 2%	7	5	150	5	50	24.5%	1.58	417	Sans changement
10		7	5	150	5	200	24.5%	1.57	1667	Sans changement
11		7	5	150	5	250	24.5%	1.57	2083	Sans changement
12		90	5	150	5	200	24.5%	1.56	1667	Sans changement
13		90	3	150	3	350	24.5%	1.56	1750	Sans changement
14		90	5	150	5	300	24.5%	1.56	2500	Sans changement

Concernant le limon non traité, malgré la granulométrie relativement grossière du sol (d_{max} = 6,3 mm) par rapport aux essais habituellement réalisés, l'érosion reste uniforme. La Figure V.4 et la Figure V.5 montrent des éprouvettes testées respectivement à 7 et à 90 jours de maturation avant et après l'essai. L'aspect visuel des éprouvettes est très similaire pour les différents temps de maturation tant avant l'essai qu'après.

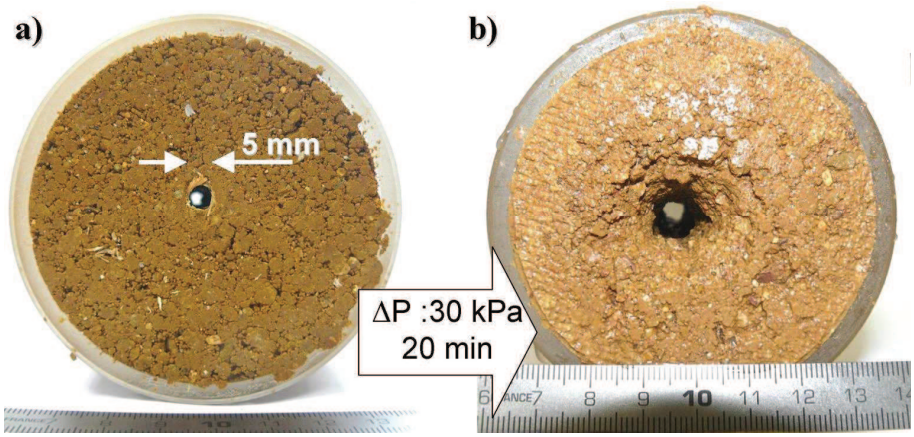


Figure V.4 – Exemple d'éprouvette en limon non traité à 7 jours de maturation a) avant b) après l'essai.

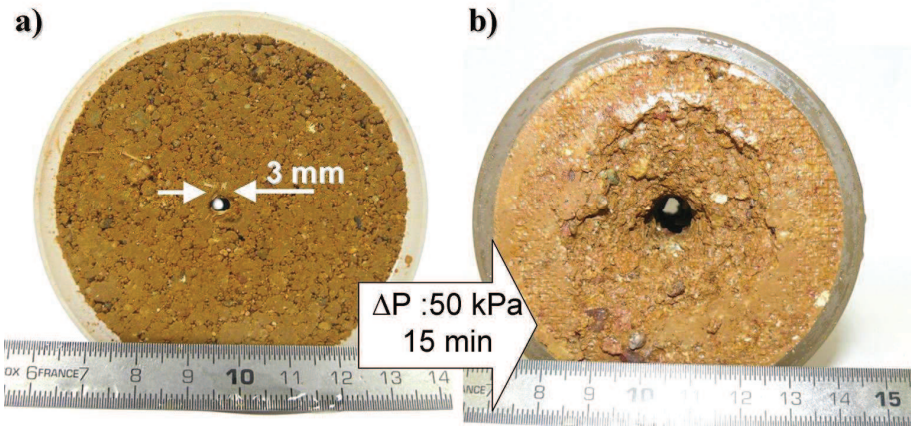


Figure V.5 – Exemple d'éprouvette en limon non traité à 90 jours de maturation a) avant b) après l'essai.

Les résultats d'essais sur les éprouvettes non traitées du limon d'Héricourt sont présentés à la Figure V.6. Les écarts entre les résultats d'essais à 7 et à 90 jours de maturation ne sont pas significatifs. Les résultats sont plus dispersés par rapport aux essais classiques puisque le d_{max} (le diamètre du plus gros élément) est de 6,3 mm (contre 0,4 mm pour l'étude paramétrique présentée au chapitre 2). Ces résultats présentent une contrainte critique comprise entre 150 et 600 Pa avec un coefficient d'érosion entre 3.5 et 8×10^{-5} à une exception près. Ce sol peut donc être classé comme très peu érodable en état non traité.

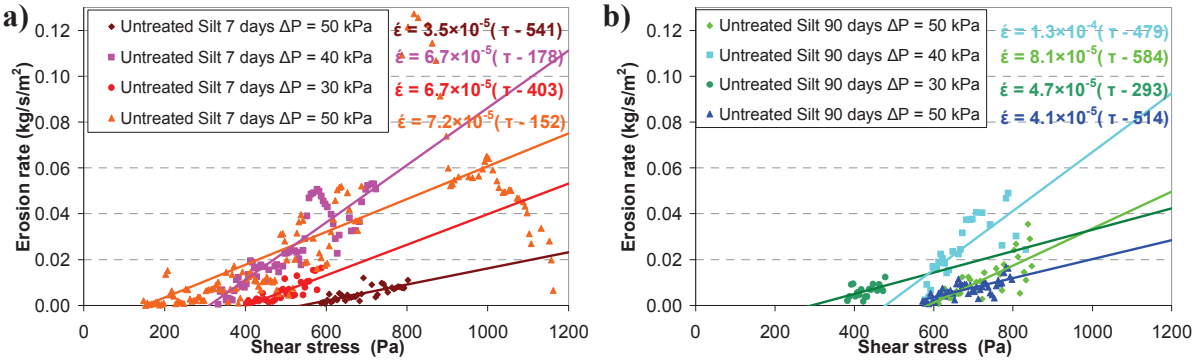


Figure V.6 – Résultats d'essais HET sur le Limon non traité à a) 7 jours b) 90 jours de maturation.

Concernant les éprouvettes en sol traité, malgré la durée de sollicitation et la différence de pression imposée largement plus élevée en comparaison des éprouvettes en sol non traité, aucun changement de débit n'est observé durant les essais. La Figure V.7 montre une éprouvette en limon traité avec un trou de 5 mm de diamètre avant et après l'essai. L'essai est réalisé avec une différence de pression de 200 kPa (2 bars) maintenue pendant 60 minutes qui correspond à une contrainte hydraulique de 1670 Pa. Ce niveau de contrainte est le maximum que peut exercer le dispositif de façon stable pour une éprouvette de 150 mm de longueur. En conséquence, le limon traité dispose d'une contrainte critique supérieure à 1670 Pa (confirmée dans tous les essais effectués à 7 jours et à 90 jours). Cela reste supérieur à trois fois la contrainte critique du limon non traité.

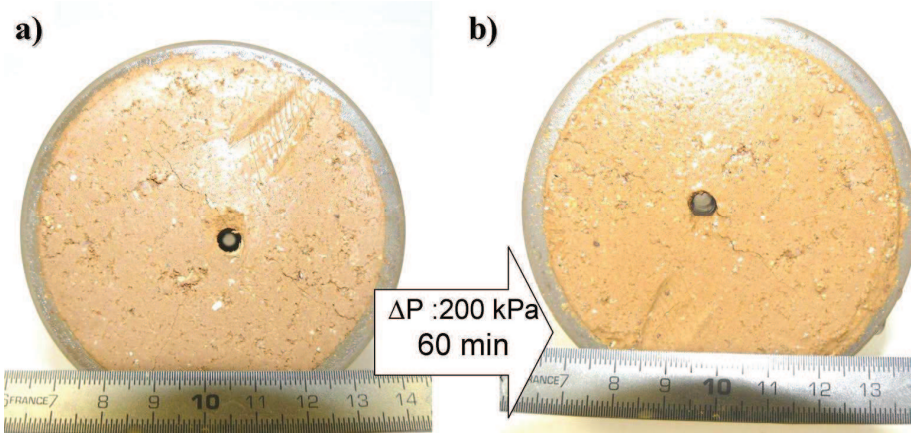


Figure V.7 – Exemple d'éprouvette en Limon traité à 7 jours de maturation a) avant b) après l'essai.

Les observations faites au microscope électronique à balayage confirment que la surface du trou reste intacte après l'essai. À titre d'exemple, des images du trou final dans le limon traité et non traité sont présentées à la Figure V.7. La surface du trou final dans le sol non traité est bien rugueuse. Par contre dans le limon traité, les traces du perçage par le foret sont toujours visibles.

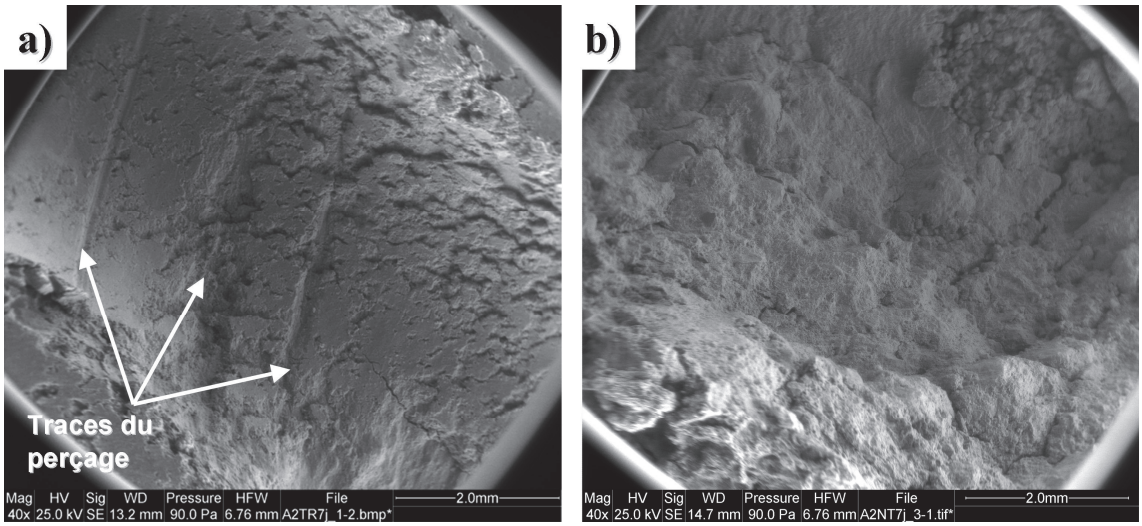


Figure V.8 – Images du trou final acquises par la microscopie électronique à balayage a) limon traité b) limon non traité

Concernant l'argile d'Héricourt, le Tableau V.4 résume les essais HET réalisés. Deux types d'éprouvette sont testés à 150 mm de longueur et à 50 mm de longueur. De la même manière que dans les essais sur le limon aucune érosion n'a pu être mesurée dans les éprouvettes en sol traité.

Tableau V.4 – Liste des Essais HET réalisés sur l'argile d'Héricourt

		Durée de cure	Trou initial (mm)		Trou final(mm)	ΔP	Masse volumique sèche (t/m^3)	$\tau_{initiale}$ appliquée (Pa)	
		(jours)	Diamètre	Longueur	Diamètre	(kPa)			
1	argile non traité	1	3	50	16.5	50	1.54	4125	Débit max atteint
2		1	3	150	17.98	75	1.54	2248	Débit max atteint
3		1	3	50	20.71	50	1.54	5178	Débit max atteint
4	argile traitée à 5%	60 minutes	3	150	3	110	1.16	550	Sans changement
5		1	3	50	3	75	1.18	1125	Sans changement
6		1	5	150	5	200	1.17	1667	Sans changement
7		1	5	50	5	150	1.18	3750	Sans changement
8		7	5	150	5	210	1.2	1750	Sans changement
9		7	5	150	5	250	1.19	2083	Sans changement
10		7	5	50	5	175	1.17	4375	Sans changement

La Figure V.9 illustre les résultats d'essais HET. Des éprouvettes de 50 mm et de 150 mm de longueur sont indiquées sur la légende. Les résultats montrent un déclenchement d'érosion entre 500 et 1500 Pa. Ce sol peut donc être classé très peu érodable voire non érodable en état non traité.

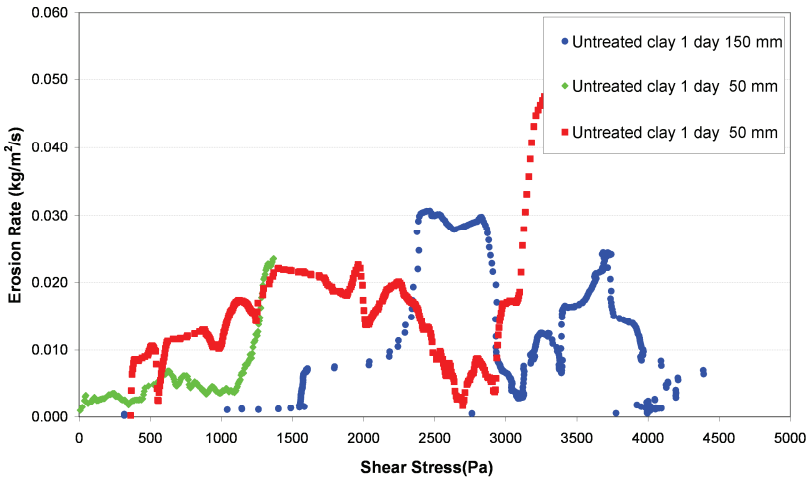


Figure V.9 – Résultats d'essais HET sur l'argile d'Héricourt non traitée à 1 jour de maturation.

Concernant les éprouvettes en argile traitée, dans l'optique de solliciter les éprouvettes avec une contrainte critique supérieure, les essais ont été effectués également sur des éprouvettes de 50 mm de longueur. Avec une contrainte hydraulique de 4000 Pa, aucun changement de débit n'est encore une fois observé. Des essais réalisés sur les éprouvettes à une journée de maturation ne présentent également aucune érosion mesurable. La Figure V.10 montre le profil d'une éprouvette coupée en deux après l'essai. Nous pouvons constater qu'une couche fine est enlevée sur une partie du trou (à droite de l'image). En revanche, le reste du trou est intact.

Figure V.10 – Profil du trou final d'une éprouvette d'argile traitée.

Les essais effectués avec des différences de pression plus élevées ont généré des ruptures mécaniques brutales dans les éprouvettes sans pouvoir déclencher l'érosion. La Figure V.11 montre un exemple d'essai. Le trou peut toujours être observé après la rupture de l'éprouvette.

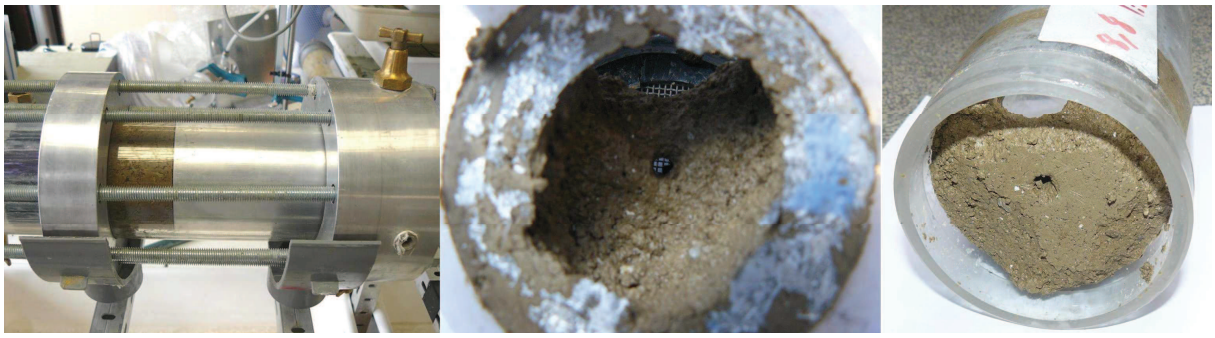


Figure V.11 – Rupture de l'éprouvette d'argile traitée pour les pressions très élevées.

2.3 Essais d'érodimètre à jets mobiles (MoJET)

Les essais sur les sols traités et non traités sont également réalisés à 7 jours et 90 jours pour le limon et à 7 jours pour l'argile. Le Tableau V.3 résume les essais effectués selon deux protocoles différents qui seront décrits par la suite.

Tableau V.5 – Liste des Essais MoJET réalisés sur le limon et l'argile d'Héricourt

		Duré de cure (jours)	Débit d'essai ml/min	Duré totale d'essai min	Teneur en eau initiale	Teneur en eau finale	Masse érodée totale (g)
1	argile traitée à 5%	7	600	15	34.0%	40.5%	0.6
2		7	2000	10	34.0%	39.2%	1.8
3		7	2000	90	34.0%	39.1%	4.9
4	argile non traitée	7	600	15	23.5%	30.6%	108.1
5		7	2000	5	23.5%	26.5%	190.7
6		7	600	15	23.5%	29.9%	91.2
7	limon traité à 2%	7	600	15	24.5%	25.0%	0.4
8		7	2000	10	24.5%	25.4%	0.0
9		7	2000	5	24.5%	-	1.6
10		90	600	15	24.5%	-	0.0
11		90	2000	20	24.5%	-	0.4
12		90	2000	5	24.5%	-	0.8
13		90	2000	90	24.5%	24.2%	0.8
14	limon non traité	7	600	15	18.0%	-	168.4
15		7	2000	5	18.0%	-	452.0
16		7	600	15	18.0%	-	237.8
17		90	600	15	18.0%	23.3%	100.6
18		90	600	15	18.0%	23.7%	128.1
19		90	2000	5	18.0%	22.0%	487.5

Dans un premier temps, les essais par le dispositif d'érodimètre à jets mobiles (MoJET) ont été effectués avec le protocole classique présenté dans le chapitre 3. Selon ce protocole, le sol est sollicité pendant 15 minutes avec un débit de 600 ml/min qui correspond à une vitesse moyenne d'environ 8.5 m/s à la sortie des buses. Les éprouvettes en sol non traité présentent un comportement classique. Un exemple d'éprouvette en limon non traité d'Héricourt est illustré à la Figure V.12. Nous constatons de nouveau dans ces essais (comme dans les essais HET) qu'à cause de la granulométrie relativement grossière des sols, les rainures tracées par les jets s'agrandissent plutôt en largeur qu'en profondeur et se rejoignent rapidement. C'est la raison pour laquelle l'érosion se passe de façon relativement homogène sur la surface des éprouvettes.

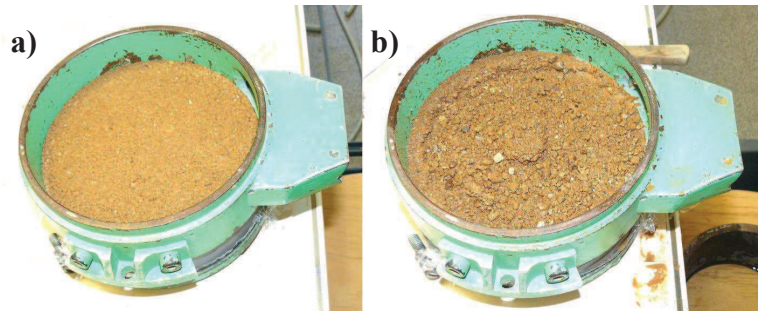


Figure V.12 – Exemple d'essai MoJET par le protocole classique (600 ml/min, 15 min) sur le limon d'Héricourt non traité a) avant l'essai b) après l'essai.

En revanche, les sols traités se sont révélés extrêmement résistants pour ce protocole d'essai. Aucune trace d'érosion n'est visible après 15 minutes d'essai. Nous avons proposé de prolonger l'essai jusqu'à 90 minutes dans la perspective d'observer un déclenchement d'érosion. Toutefois, aucune érosion n'a pu être mesurée. La Figure V.13c illustre une éprouvette en limon traité et compare visuellement la charge solide en suspension dans effluents récupérés entre 1 minute et 2 minutes d'essai pour un limon traité et un limon non traité.

Figure V.13 – Exemple d'essai MoJET par le protocole classique (600 ml/min, 15 min) sur le limon d'Héricourt traité à 2% de chaux a) avant l'essai b) après l'essai c) effluents récupérés entre 1 minute et 2 minutes d'essai pour un essai sur limon traité et un essai sur limon non traité.

Par conséquent, le protocole d'essai a été modifié pour tenter de déclencher l'érosion dans les matériaux traités. Le nouveau protocole consiste à un débit de 2 l/min durant 5 minutes. Ceci correspond à une vitesse moyenne d'écoulement d'environ 28 m/s. Un exemple d'essai sur le limon non traité est illustré à la Figure V.14.

Figure V.14 – Exemple d'essai MoJET par le protocole modifié (2 l/min, 5 min) sur le limon d'Héricourt non traité a) avant l'essai b) juste après l'essai c) après drainage de l'éprouvette.

Les résultats des essais effectués sur le limon d'Héricourt sont présentés à la Figure V.15. À cause des ordres de grandeur incomparables entre les essais sur le limon non traité et traité, les résultats sont présentés sur des diagrammes différents. Nous constatons certaines tendances similaires (atténuation du taux d'érosion en fonction du temps, seulement à 2l/min pour les essais en sol traité) entre les essais sur le sol traité et non traité. Cependant, les écarts sont considérables.

Concernant les résultats des essais sur le limon non traité, la masse cumulée totale après 15 minutes d'essai est en moyenne de 180 g pour les essais classiques à 7 jours de maturation contre 110 g à 90 jours. Les essais en protocole modifié présente des tendances parfaitement similaires. La masse cumulée est de 450 g après 5 minutes.

Quant aux résultats des essais sur le limon traité, la masse cumulée est de 0,4 g (non significatif) après 15 minutes pour un essai classique à 7 jours. Aucune masse solide n'a pu être mesurée pour l'essai classique à 90 jours. Le protocole modifié a généré 1,6 g d'érosion après 5 minutes pour l'essai à 7 jours de maturation et 0,8 g pour l'essai à 90 jours.

En ce qui concerne les essais sur l'argile d'Héricourt, la Figure V.16 présente, de façon similaire, les résultats. Les essais sont effectués à 7 jours de maturation. Nous constatons paradoxalement au comportement du limon une augmentation du taux d'érosion en fonction du temps pour l'argile non traitée. La masse cumulée et en moyenne de 100 g à 15 minutes pour le protocole classique et de 190 g à 5 minutes pour le protocole modifié. Cette tendance d'augmentation du taux d'érosion n'est plus observée dans le cas de l'argile traitée. La masse cumulée est d'environ 0,6 g pour le protocole classique et varie entre 1,8 g et 2,2 g après 5 minutes d'essai pour le protocole modifié. Les essais ont été poursuivis jusqu'à 60 minutes avec le protocole modifié (2 l/min), la masse érodée pendant cette période (de 5 minutes à 60 minutes) est d'environ 1,5 g. L'érosion dans ces derniers essais pourraît être due à une légère faiblesse de quelques particules ou agrégats grossiers à la surface des éprouvettes en sol traité, l'érosion ne progresse plus une fois ces quelques grains enlevés. Cette absence de particules fines se confirme par la transparence des effluents (comme illustré par la Figure V.13c).

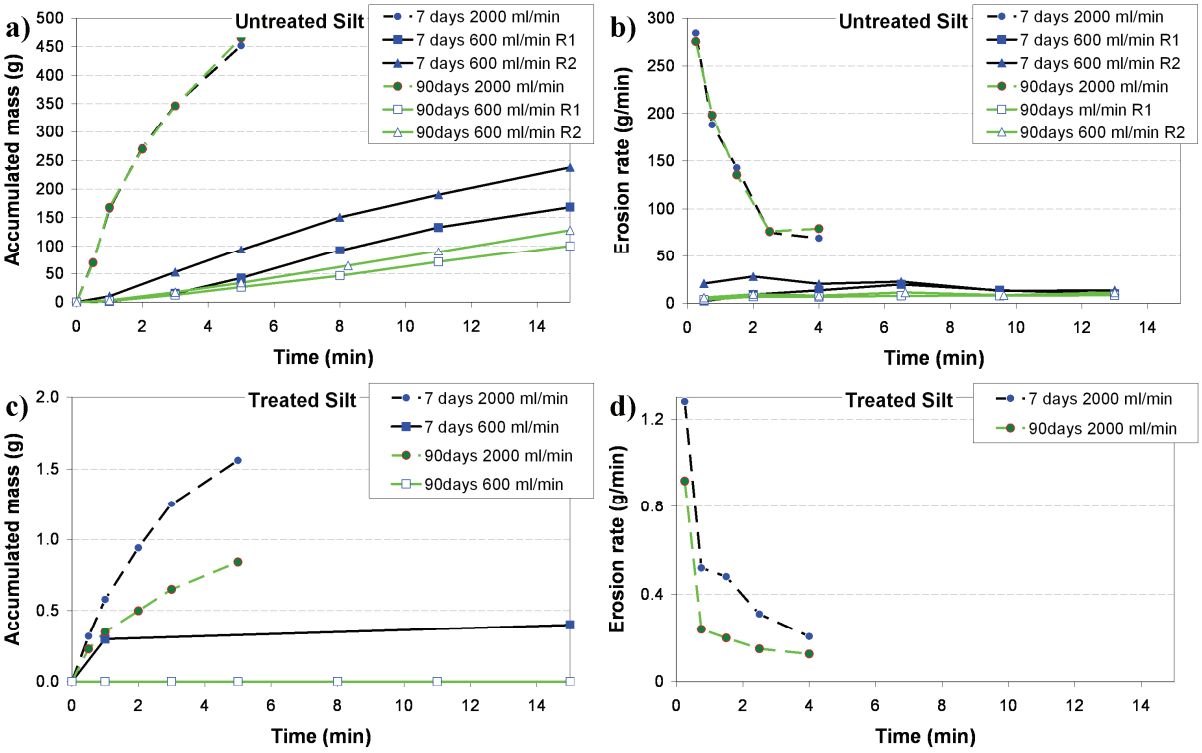


Figure V.15 – Résultats des essais MoJET sur le limon d'Héricourt a) et b) masse cumulée et taux d'érosion en fonction du temps pour les éprouvettes non traitées ; c) et d) masse cumulée et taux d'érosion en fonction du temps pour les éprouvettes traitées

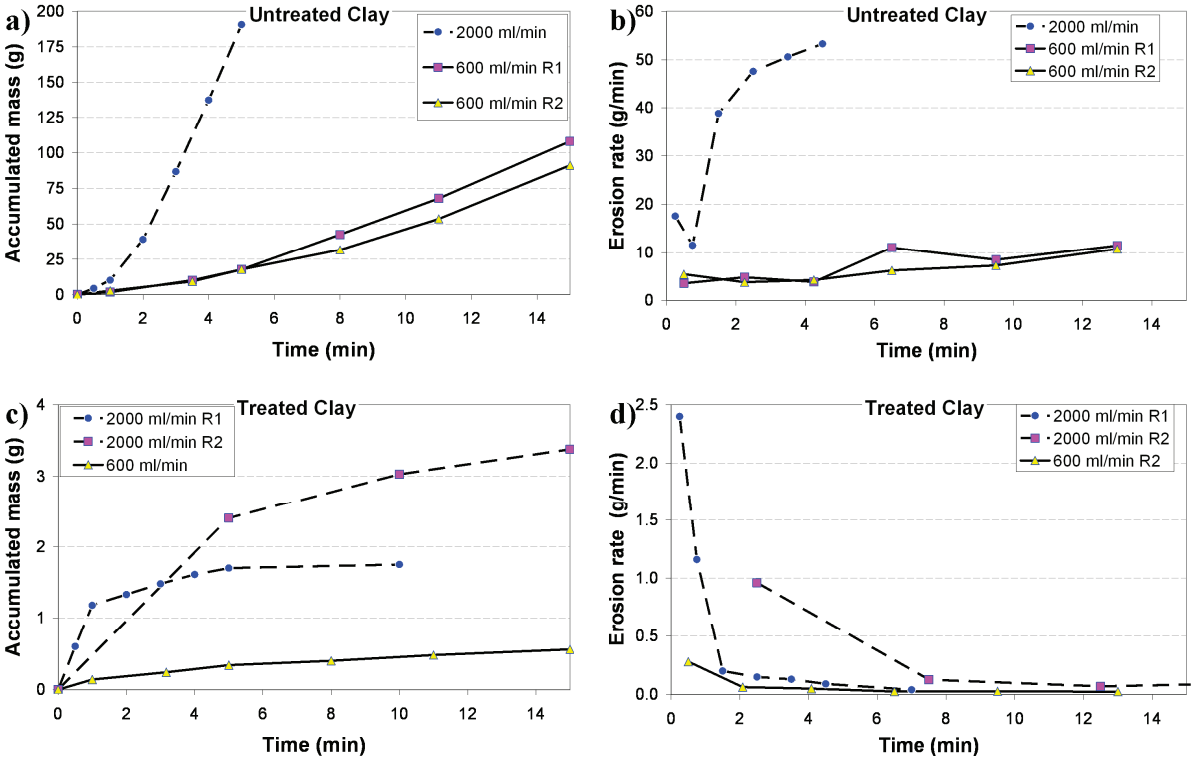


Figure V.16 – Résultats des essais MoJET sur l'argile d'Héricourt a) et b) masse cumulée et taux d'érosion en fonction du temps pour les éprouvettes non traitées ; c) et d) masse cumulée et taux d'érosion en fonction du temps pour les éprouvettes traitées

2.4 Essais d'émiettage amélioré (ECT)

Comme évoqué dans la section 2.1, les éprouvettes d'essais d'émiettage amélioré ont été prélevées à l'aide d'une trousse coupante dans des éprouvettes supplémentaires confectionnées selon le protocole MoJET. Les éprouvettes cylindriques de 15 mm de diamètre et 20 mm de hauteur ont été prélevées en enfoncement statique et non rotatif à l'aide d'une trousse coupante (Figure V.17) puis arasées sous confinement. Étant donnée la rigidité du sol traité à la chaux, ce protocole s'est avéré le moins perturbateur.

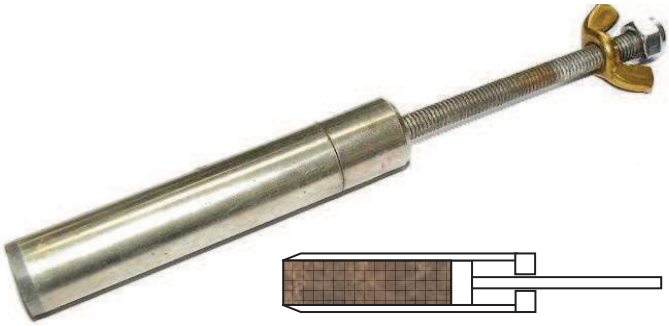


Figure V.17 – Trousse coupante d'échantillonnage pour les essais ECT.

Les essais ECT ont été réalisés sur le limon d'Héricourt en état traité (2% de chaux) en non traité à 7 et à 90 jours de maturation et sur l'argile d'Héricourt, traitée (5% de chaux) et non traitée, à 7 jours de maturation. Trois essais de répétabilité ont été réalisés pour chaque configuration.

L'aspect visuel de l'évolution de la géométrie des éprouvettes est présenté dans les figures suivantes. La Figure V.18 illustre le limon d'Héricourt à 7 jours de maturation, la Figure V.19 le limon à 90 jours de maturation et la Figure V.20 l'argile d'Héricourt à 7 jours de maturation. Malgré les échelles de temps différentes et indépendamment de la nature limoneuse ou argileuse ou encore le temps de maturation, l'émiettage des éprouvettes en sol traité est significativement moins important. Nous constatons une légère fissuration dans les éprouvettes du limon traité à 90 jours de maturation ce qui n'était pas le cas à 7 jours. La cause en est sans doute, la forte rigidité du sol mature lors de l'échantillonnage. Cette fissuration légère n'est pas la cause d'une sensibilité plus élevée à l'eau et les résultats des essais le confirment.

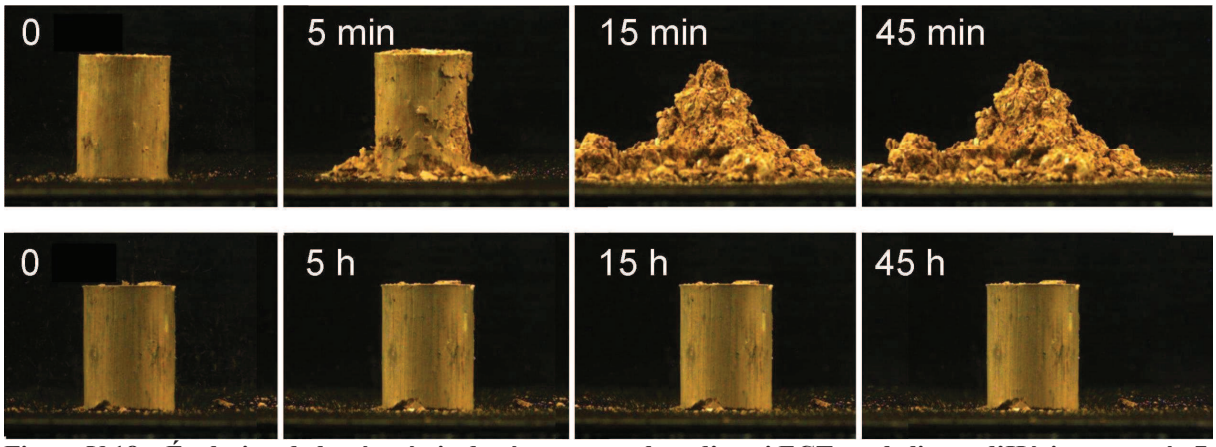


Figure V.18 – Évolution de la géométrie des éprouvettes lors d'essai ECT sur le limon d'Héricourt après 7 jours de maturation : (haut) limon non traité (bas) limon traité.

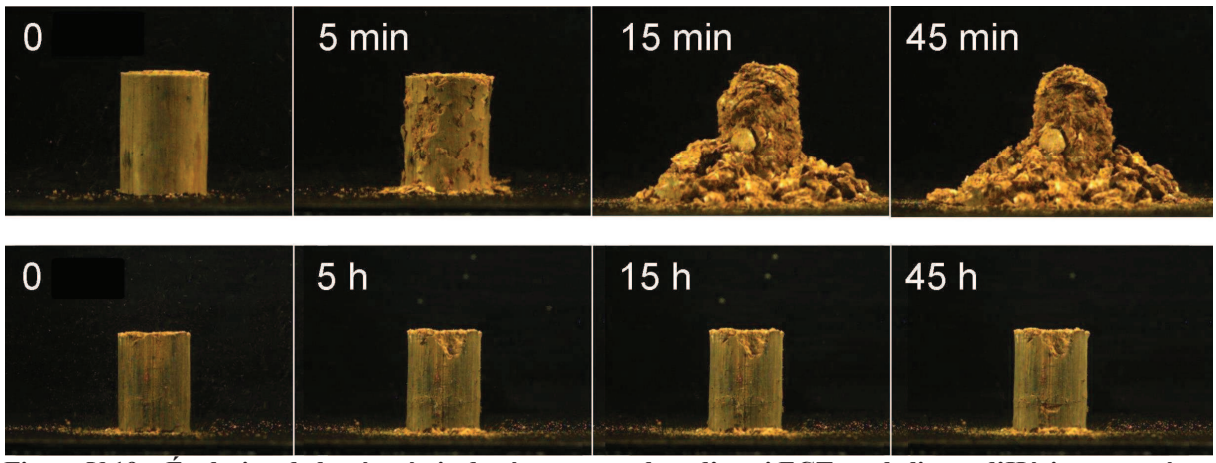


Figure V.19 – Évolution de la géométrie des éprouvettes lors d'essai ECT sur le limon d'Héricourt après 90 jours de maturation : (haut) limon non traité (bas) limon traité.

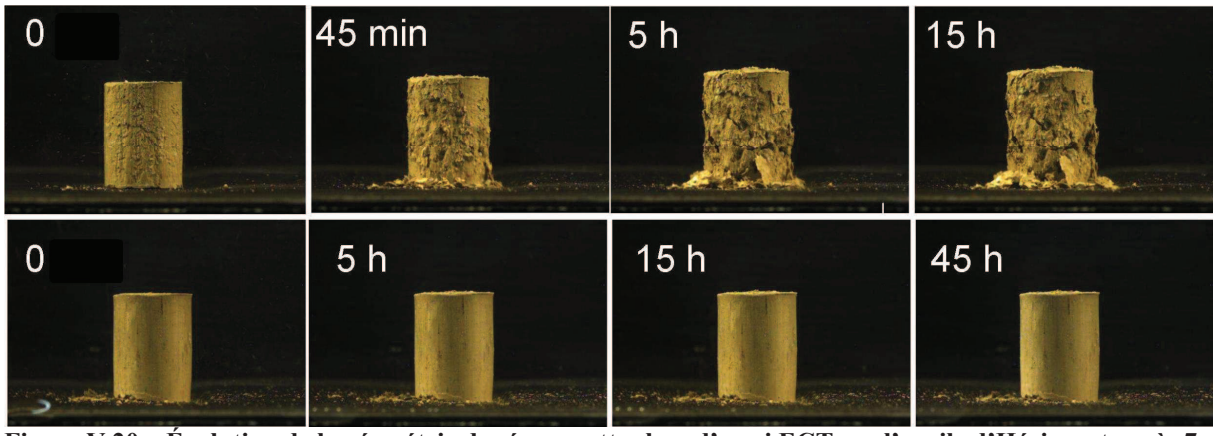


Figure V.20 – Évolution de la géométrie des éprouvettes lors d'essai ECT sur l'argile d'Héricourt après 7 jours de maturation : (haut) argile non traitée (bas) argile traitée.

Les résultats de ces essais sont présentés à la Figure V.21 pour le limon à 7 et 90 jours de maturation et à la Figure V.22 pour l'argile à 7 jours. Les graphiques sont présentés sous format logarithmique afin de pouvoir comparer les résultats.

Le limon non traité présente un gonflement de 1,5 mm en moyenne (en hauteur) après 10 minutes suivi par un affaissement après 15 minutes. En revanche, le limon traité a un gonflement de 0,3 mm après 5 minutes, sa géométrie reste ensuite stable pendant des dizaines de jours. Le volume final des éprouvettes en limon non traité est en moyenne 250% plus élevé que le volume initial contre 4% pour le limon traité à 7 jours et 2,5% pour le limon traité à 90 jours de maturation.

Concernant les résultats des essais effectués sur l'argile à 7 jours de maturation, la hauteur de gonflement est de 2,5 mm après 180 minutes pour les éprouvettes non traitées contre 0,3 mm pour les éprouvettes traitées. Le volume final est en moyenne de 35% pour les éprouvettes non traitées contre 2% pour les traitées. Les éprouvettes en argile ne présente pas de phase d'effondrement.

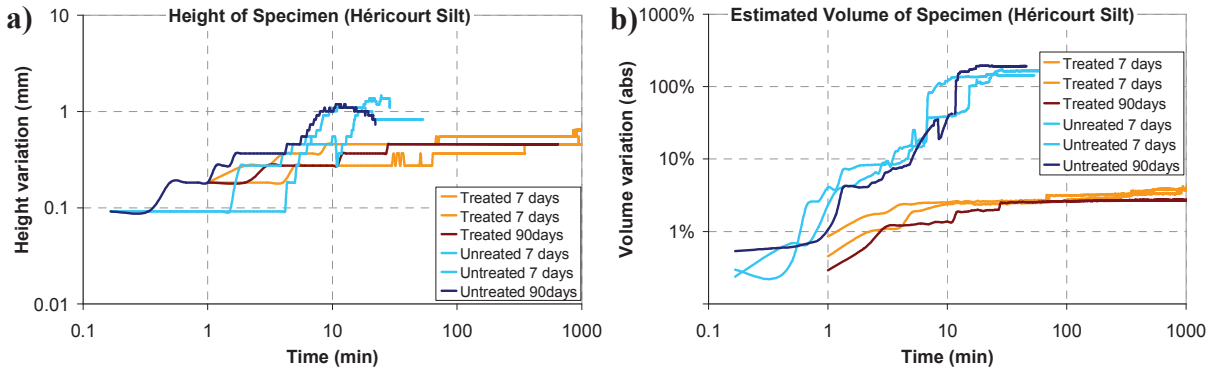


Figure V.21 – Résultats des essais ECT sur le limon d'Héricourt à 7 jours et 90 jours de maturation a) variation de la hauteur des éprouvettes b) variation proportionnelle du volume des éprouvettes.

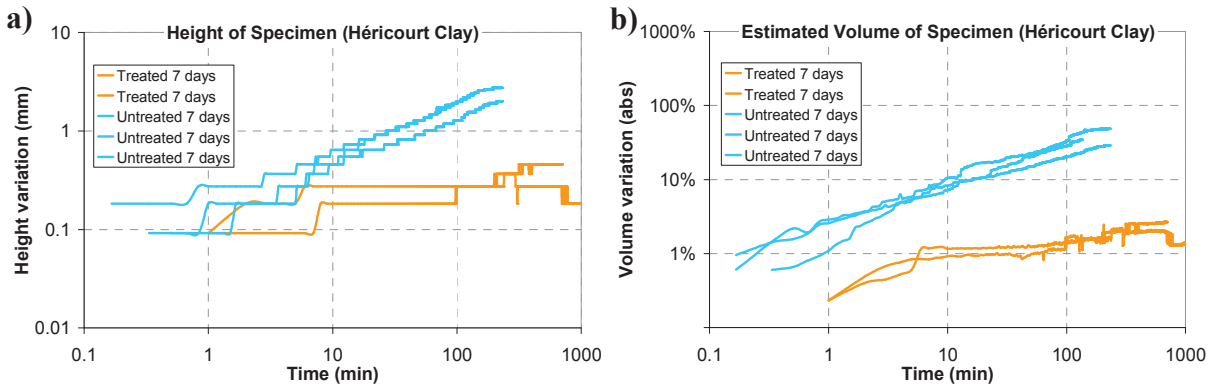


Figure V.22 – Résultats des essais ECT sur l'argile d'Héricourt à 7 jours de maturation a) variation de la hauteur des éprouvettes b) variation proportionnelle du volume des éprouvettes.

En conclusion, une très faible sensibilité à l'eau est observée pour les sols traités quelle que soit la nature de sol. Nous remarquons notamment un gonflement négligeable en comparant avec les sols non traités, ainsi que l'absence d'effondrement.

2.5 Conclusions des essais sur les sols préparés au laboratoire

Les résultats des essais effectués sur les éprouvettes confectionnées en laboratoire à partir des deux sols limoneux et argileux d'Héricourt ont démontré une augmentation considérable de la résistance à l'érosion des sols traités à la chaux.

Les essais réalisés à l'aide du dispositif de HET ne permettent pas d'apprécier l'érosion du sol traité du fait de sa grande résistance. Ceci a été confirmé par les observations de la surface intacte du trou à l'aide de la microscopie électronique à balayage. Une contrainte de cisaillement hydraulique de 1670 Pa a été maintenue pendant 90 minutes sur les éprouvettes en limon traité sans évolution notable. Cela signifie que la contrainte critique du limon traité est supérieure d'au moins 3 fois de celle du limon non traité. Des contraintes supérieures (4000 Pa sur des éprouvettes de 50 mm de long d'argile traité) ont pu provoquer une rupture mécanique dans la masse de sol sans déclenchement de l'érosion.

Les résultats des essais réalisés au moyen du dispositif de MoJET par le protocole classique (débit : 600 ml/min ; temps d'essai : 15 minutes) ont démontré une certaine sensibilité des deux sols non traités à l'érosion de surface. En revanche, aucune trace d'érosion n'est visible après 60 minutes de sollicitation sur les éprouvettes en sols traités. Afin de quantifier cette sensibilité, le protocole a été modifié (débit : 2 l/min ; temps d'essai : 5 minutes). L'écart minimum observé entre la masse érodée pendant 5 minutes est d'environ un facteur 80 entre l'argile traitée et non traitée et d'environ un facteur 280 entre le limon traité et non traité.

Les essais ECT confirment l'insensibilité des deux textures traitées à la chaux. La variation entre volume final et volume initial des éprouvettes en sol traité ne dépasse pas 4% du volume pour le limon et 2% pour l'argile contre, pour les sols non traités, 250% pour le limon (effondré) et 35% pour l'argile.

En conclusion, les sols traités se sont avérés largement plus résistants que les sols non traités. Concernant les essais HET, la contrainte critique à l'érosion interne n'a pas pu être mesurée concrètement sur les sols traités. L'érosion est susceptible d'être déclenchée à une contrainte au moins quatre fois supérieure à celle de l'état non traité. La masse érodée à la surface par le dispositif MoJET est au minimum 300 fois plus élevée pour les sols traités. Enfin, les sols traités sont trouvés insensibles à l'eau par l'ECT. Cela représente un gain considérable dans la résistance hydraulique des matériaux traités. Cependant, il faut noter que les éprouvettes sont confectionnées au laboratoire avec des conditions bien contrôlées notamment au niveau homogénéité et compactage. Dans la pratique à l'échelle d'ouvrages, les conditions peuvent varier. En conséquence, une étude a été entreprise sur ouvrages en vraie grandeur qui est présentée dans la partie suivante.

3 Campagnes d'essais sur les ouvrages expérimentaux

Cette partie présente des essais *in situ* et en laboratoire effectués sur les sols de deux ouvrages expérimentaux réalisés au Centre d'Expérimentation et de Recherches de Rouen (Charles et al ; 2012). Ces ouvrages consistent en deux digues sèches en matériaux limoneux dont un est construit sans traitement et l'autre en sol traité à 2,5% de chaux en utilisant une station de malaxage mobile. Concernant l'ouvrage en limon non traité, les matériaux ont été compactés à leur teneur en eau à l'optimum Proctor standard ($w = 14,5\%$; $\rho_d = 1820$ kg/m^3), et pour l'ouvrage en sol traité, en état humide ($w = 17,8\%$; $\rho_d = 1730$ kg/m^3). Deux vues de ces ouvrages sont données à la Figure V.23.

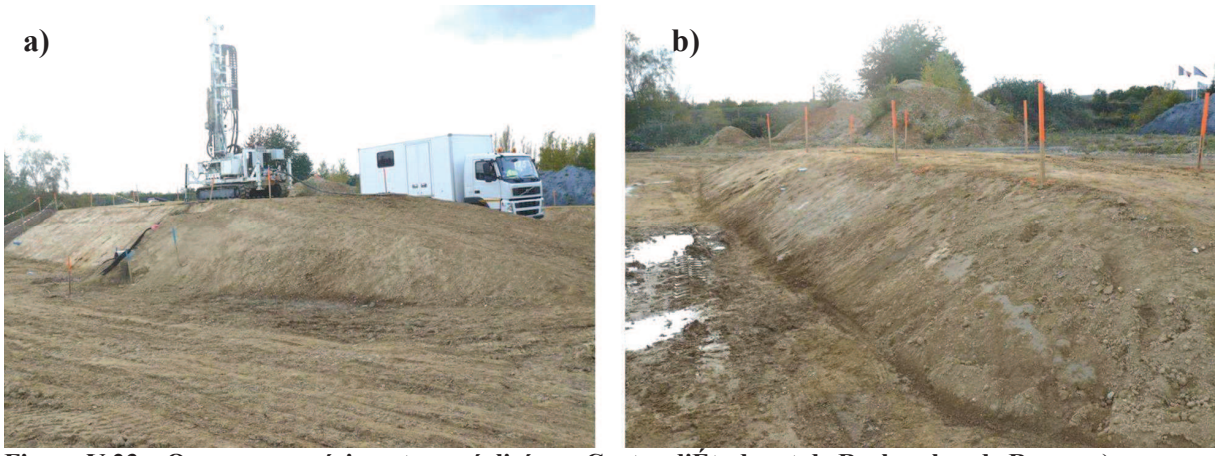


Figure V.23 – Ouvrages expérimentaux réalisés au Centre d'Études et de Recherches de Rouen a) ouvrage en sol traité b) ouvrage en sol non traité (avril 2012).

Les essais *in situ* ont été effectués à aide du dispositif d'érodimètre à jets mobiles (MoJET) et les essais en laboratoire ont été réalisés sur échantillons prélevés dans les deux ouvrages avec les dispositifs d'essai d'érosion de trou (HET) et d'émiettage amélioré (ECT) pour réaliser une comparaison entre le comportement des sols naturels et des sols traités à la chaux face au phénomène d'érosion.

3.1 Essais d'érosion du trou (HET)

3.1.1 Éprouvettes testées

La méthode d'échantillonnage prévue au départ était d'enfoncer des trousses coupantes en PVC de 500 mm de longueur et 80 mm de diamètre extérieur juste après la réalisation de l'ouvrage. Cette méthode a été déployée pour l'ouvrage en sol non traité. Quant à l'ouvrage en sol traité, à cause de la rigidité du sol, ce protocole n'était pas envisageable. En conséquence les échantillons issus de l'ouvrage en sol traité ont été prélevés avec un carottier

à double enveloppe. Deux campagnes d'essais ont été réalisées sur les échantillons prélevés, 28 et 180 jours après de la réalisation de l'ouvrage. Les essais ont toujours été réalisés pendant la semaine suivant le prélèvement.

Les échantillons de sol testés sont taillés à 68 mm de diamètre, pistonnés dans les moules et arasés des deux cotés à 150 mm de longueur. L'espace entre la surface extérieure de l'éprouvette et le moule est rempli de gel de silicone afin d'éviter toute érosion parasite.

3.1.2 Ouvrage non traité

La masse volumique des carottes est mesurée selon la masse à l'air et la masse immergés des échantillons imperméabilisés avec de la paraffine fondue. Ayant corrigé l'effet du poids et le volume de la paraffine, le sol non traité représente une masse volumique sèche de 1800 kg/m^3 avec une teneur en eau de 16.7%. La masse volumique sèche est donc proche de celle visée pour la mise en œuvre.

Deux essais ont été réalisés sur des échantillons prélevés dans l'ouvrage en sol non traité à 28 jours (Figure V.24) dont un avec une sollicitation hydraulique de 20 kPa (200 mbar) et l'autre de 50 kPa (500 mbar). Le premier essai a duré 30 minutes et la teneur en eau finale sur la paroi du trou a été mesurée à 25,4%. Quant au deuxième, l'essai a duré 5 minutes avec une teneur en eau finale sur la paroi mesurée à 19,4%.

Le sol non traité présente une contrainte seuil (contrainte critique d'érosion) d'environ 180 Pa.

$\tau_C = 179\,Pa$ $\quad$ $k_{er} = 9.18\times10^{-5}\,s/m$

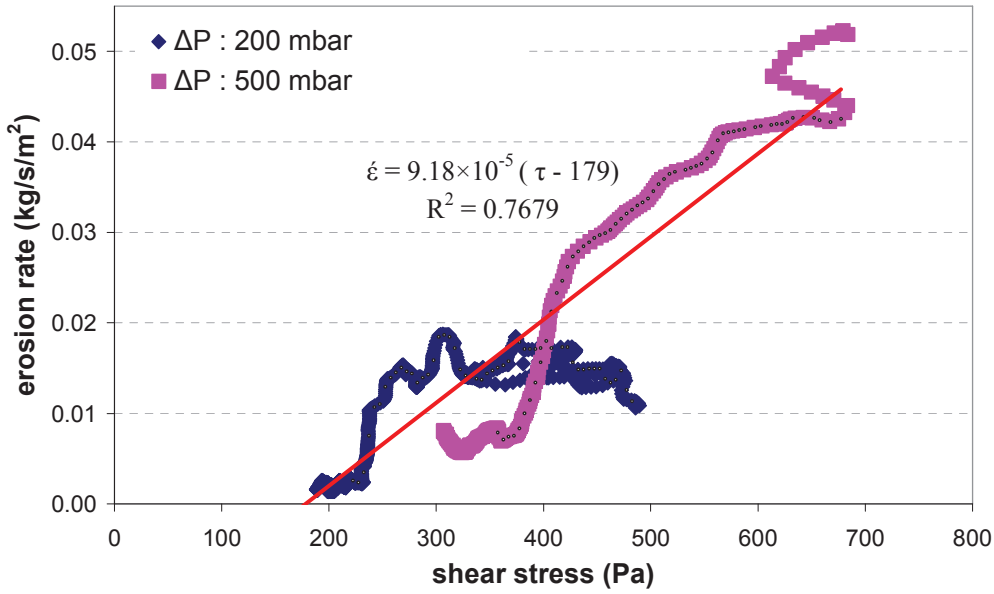


Figure V.24 – Résultats des essais réalisés sur les éprouvettes prélevées sur l'ouvrage en sol non traité.

3.1.3 Ouvrage traité

Concernant l'ouvrage expérimental en sol traité, les essais effectués mettent en évidence une résistance très forte à l'érosion tant à 28 jours qu'à 180 jours. Il faut souligner que les éprouvettes à 180 jours sont mécaniquement plus résistantes. Par conséquence, elles risquent plus d'être perturbées ou fissurées lors du prélèvement sur le terrain et des préparations en laboratoire. Le Tableau V.6 présente la liste des essais effectués. En raison de la forte résistance des éprouvettes en sol traité seuls les paramètres débit et différence de pression aux bords des éprouvettes sont présentés à la Figure V.25 pour les essais à 28 jours et à la Figure V.26 pour les essais à 180 jours. Au cours des les essais, des paliers de pression sont effectués. Une érosion (éventuellement très localisée) peut être suspectée si le débit augmente pour une même différence de pression appliquée (diminution de la résistance hydraulique).

Concernant les essais à 28 jours, dans les deux premiers essais, dont le diamètre initial est respectivement 3 mm et 5 mm, l'érosion ne s'est pas initiée. Quant au troisième essai après avoir sollicité l'éprouvette avec une contrainte de 1250 Pa pendant 5 minutes l'érosion s'est manifestement déclenchée. Cependant, le débit passant de l'éprouvette s'est révélé trop élevé et la sollicitation n'a pu être maintenue. Nous constatons, par la suite, une augmentation de débit d'environ 2 l/min avec un palier de charge hydraulique identique au premier appliqué (50 kPa).

Tableau V.6 – Liste des essais effectués sur des éprouvettes en sol traité et des contraintes de cisaillement appliquées aux éprouvettes.

Essai	Temps de prélèvement	Profondeur de prélèvement	Diamètre initial	Contrainte de cisaillement maximale exercée
1	28 jours	1,20 m – 1,35 m	3 mm	1000 Pa
2	28 jours	1,50m – 1,65m	5 mm	1700 Pa
3	28 jours	1.55m – 1,70m	5 mm	1250 Pa (initiation possible d'érosion)
4	180 jours	0,60 m – 0,75 m	3 mm	1000 Pa
5	180 jours	0,05 m – 0,20 m	5 mm	1000 Pa (initiation possible d'érosion)

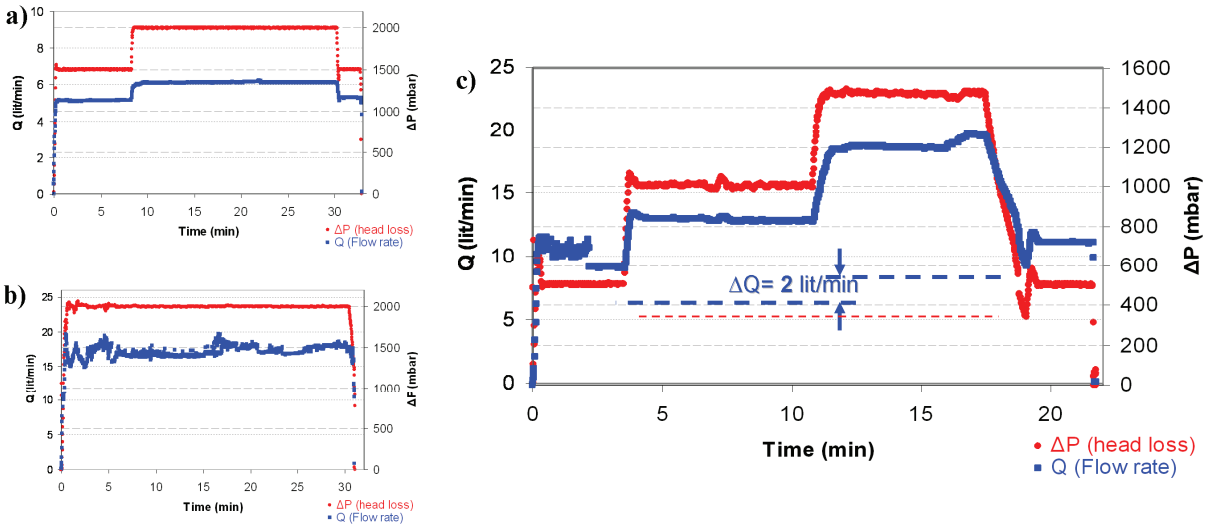


Figure V.25 – Paramètres mesurés dans les essais HET sur les éprouvettes en sol traité à 28 jours (axe des ordonnées : débit à gauche et différence de pression à droite) a) essai n°1 b) essai n°2 c) essai n°3.

Lors des deux essais effectués à 180 jours, le débit est resté inchangé pour l'essai 4, alors que l'essai 5 s'est déroulé de façon similaire à l'essai 3 à 28 jours. Un éventuel déclenchement d'érosion est observé. L'observation n'a pas pu être poursuivie à cause de la pression et du débit trop élevés pour le dispositif.

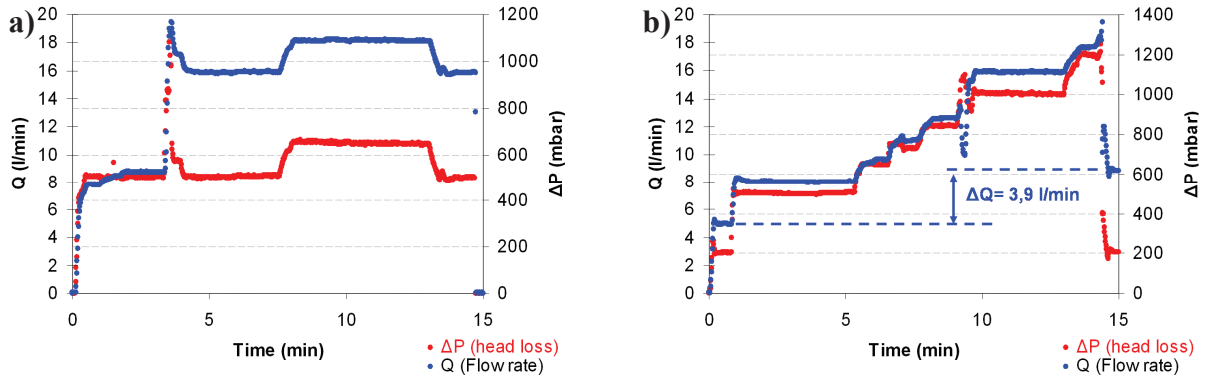


Figure V.26 – Paramètres mesurés dans les essais HET sur les éprouvettes en sol traité à 180 jours (axe des ordonnées : débit à gauche et différence de pression à droite) a) essai n°4 b) essai n°5.

Les résultats présentés nous révèlent donc, à nouveau, deux comportements très différents entre sol traité et sol non traité avec, au minimum, un gain d'un facteur 7 entre les contraintes seuil d'érosion de l'ouvrage traité à la chaux et de l'ouvrage non traité.

3.2 Essais à l'érodimètre à jets mobiles (MoJET)

Les essais ont été réalisés de façon *in situ* à 28 jours et 180 jours après la réalisation des ouvrages. Dans la plupart des cas, deux essais de répétabilité ont été faits par configuration (nature du sol, protocole, temps de maturation). Les essais ont été réalisés sous un climat tempéré (15°C en moyenne à 28 jours et 20°C à 180 jours) et sans précipitation. En revanche, les ouvrages ont connu un hiver assez rude (chute de température à -17°C) et il existe pour les essais à 180 jours une croûte de sol écaillée sur quelques millimètres d'épaisseur à la surface de l'ouvrage en sol traité qui n'existait pas à 28 jours. A 90 jours, la teneur en eau varie entre 16,2% et 16,4% à la surface de cet ouvrage sous la croûte écaillée contre une teneur en eau d'environ 1,6% à 2% pour la couche de surface.

Deux essais selon le protocole classique et deux essais selon le protocole modifié ont été réalisés sur chaque ouvrage 28 jours après la réalisation (protocole classique 600ml/min pendant 12 minutes et protocole modifié 2 l/min pendant 5 minutes). La Figure V.27 montre la surface des deux ouvrages traité et non traité avant et après les essais avec le protocole classique et la Figure V.28 avec le protocole modifié. Nous constatons, dans un premier temps, une profondeur d'érosion ainsi qu'une profondeur de pénétration d'eau largement différente entre les essais effectués sur la digue traitée et ceux de la digue non traitée. A cause de la très faible perméabilité de l'ouvrage traité, l'eau ruisselle autour de la trousse coupante et la profondeur d'infiltration se limite à quelques millimètres (en enlevant la couche superficielle à la truelle, nous observons que le sol reste à la teneur en eau d'origine).

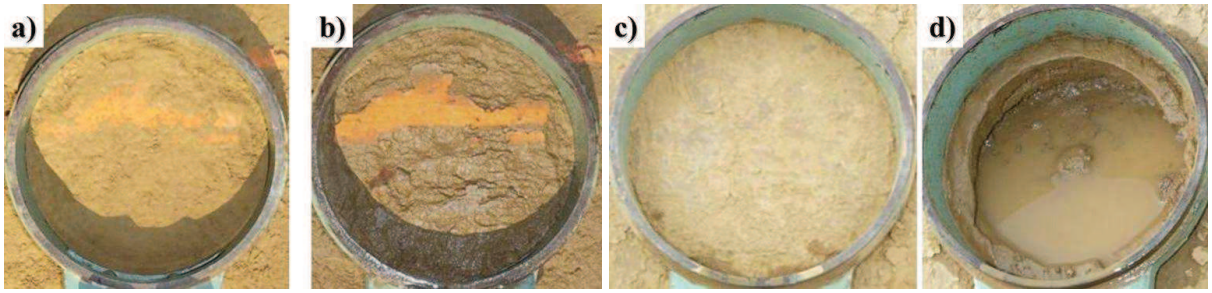


Figure V.27 – Surface de sol pour des essais en protocole classique sur l'ouvrage à 28 jours a) ouvrage traité avant l'essai b) après l'essai c) ouvrage non traité avant l'essai d) après l'essai.

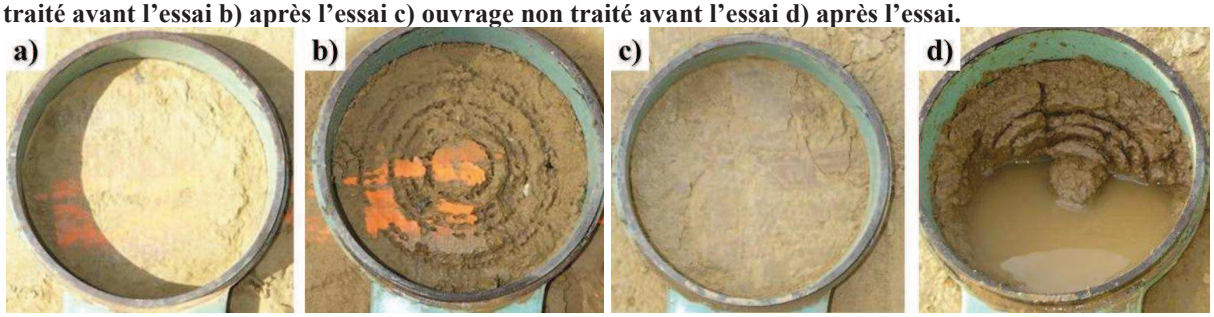


Figure V.28 – Surface de sol pour des essais en protocole modifié sur l'ouvrage à 28 jours a) ouvrage traité avant l'essai b) après l'essai c) ouvrage non traité avant l'essai d) après l'essai.

Concernant les essais à 180 jours, nous avons effectué une série d'essais sur la surface « en état » de l'ouvrage et une série en enlevant délicatement la couche fine de surface à l'aide d'un pinceau (Figure V.29). Les photos prises avant et après les essais montrent des apparences très similaires à celle observées dans les essais à 28 jours (les deux figures précédentes).

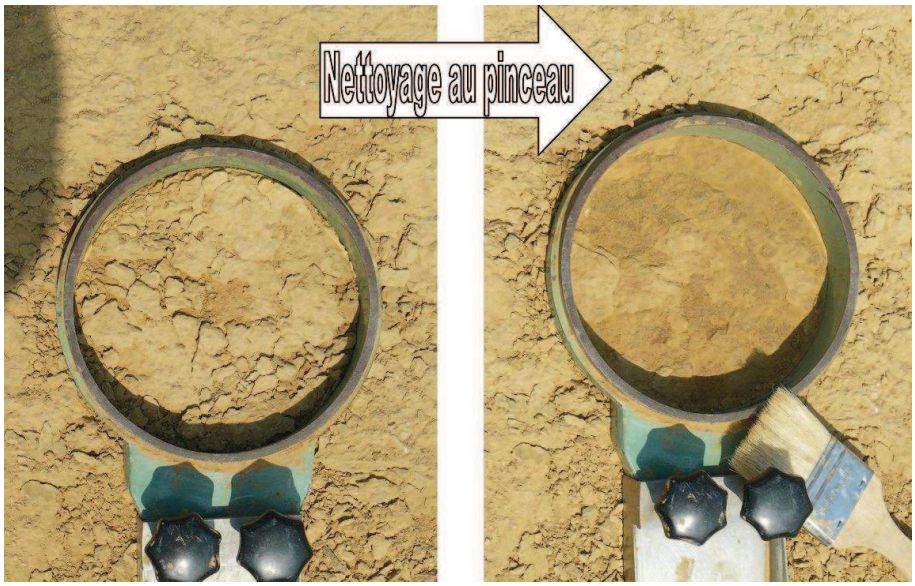


Figure V.29 – Nettoyage de la couche écaillée de surface de l'ouvrage en sol traité à l'aide d'un pinceau.

Pour la campagne d'essais à 28 jours, les graphes de la Figure V.30 représentent la matière sèche érodée cumulée au cours du temps et les graphes de la Figure V.31 le taux moyen d'érosion, c'est-à-dire la masse moyenne érodée par unité de temps entre les différents prélèvements. Les essais de répétabilité sont également représentés sur chaque figure. La masse érodée totale du matériau naturel est en moyenne de 900g pour le protocole classique et 1000g pour le protocole modifié contre 35 g et 80g pour le matériau traité. Un facteur supérieur à 70 est donc observé entre les différentes masses érodées.

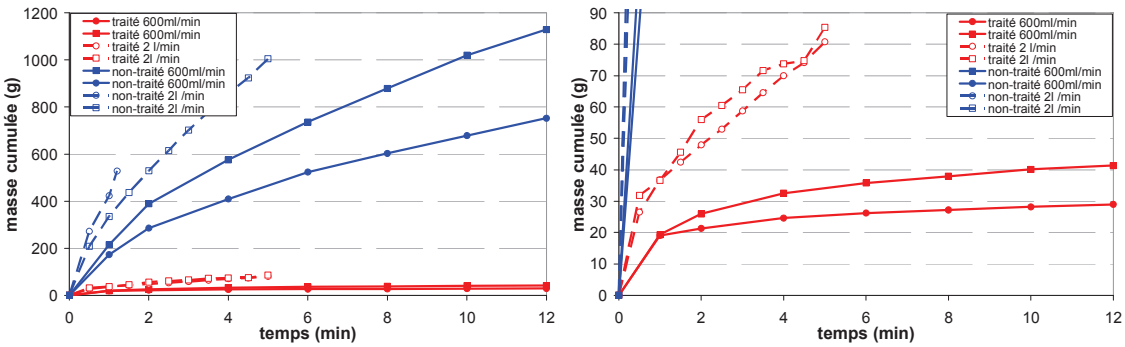


Figure V.30 – Masse cumulée en fonction du temps pour les essais à 28 jours (échelle agrandie sur le diagramme de droite)

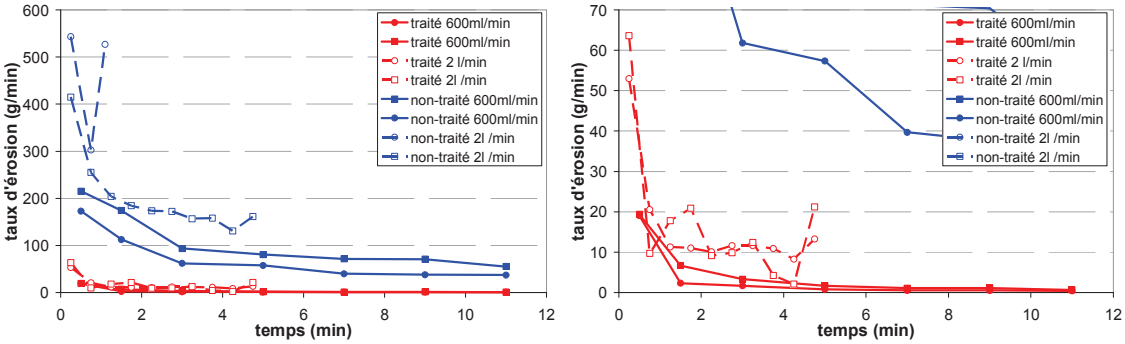


Figure V.31 – Taux d'érosion en fonction du temps pour les essais à 28 jours (échelle agrandie sur le diagramme de droite).

Pour la campagne d'essais à 180 jours, les résultats d'essais sont présentés de la même manière que pour les essais à 28 jours à la Figure V.32. L'essai réalisé sur l'ouvrage naturel donne le même résultat que pour les essais à 28 jours. Pour l'ouvrage en sol traité, il existe systématiquement un écart entre les essais effectués sur la surface initiale et ceux réalisés sur la surface nettoyée au pinceau. Cet écart est observé notamment dans les premiers pas de temps (1 et 2 minutes) du fait de la sensibilité de cette couche de surface. Une fois cette couche fine érodée les tendances deviennent similaires. Mise à part cet écart, les résultats suivent des tendances bien similaires entre les essais à 28 jours et 180 jours. Ceci se traduit par une masse cumulé de 1130 g en 12 minutes pour le sol non traité et de 40 g pour le sol traité nettoyé dans le cadre du protocole classique.

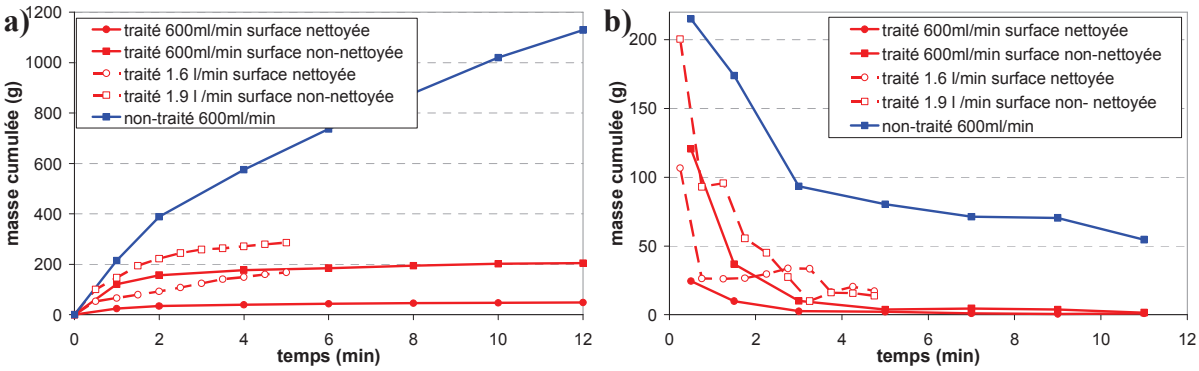


Figure V.32 – Résultats des essais MoJET à 180 jours a) masse cumulée b) taux d'érosion en fonction du temps.

Les courbes de masse totale érodée sont classiquement croissantes. Elles ont cependant tendance à saturer. Cela s'observe plus nettement sur la courbe de taux moyen d'érosion qui est une fonction décroissante du temps. Cette propriété, qui a déjà été observée lors de précédents travaux, est tout à fait logique. Au fil du temps, le sol étant de plus en plus érodé, la profondeur d'érosion est de plus en plus importante et l'action des jets est ainsi réduite conduisant à un taux d'érosion qui diminue lui aussi. Le premier pas de mesure représente des valeurs nettement supérieures aux autres mesures. Ceci s'observe notamment sur les courbes d'essais sur le sol traité à 180 jours. Ce phénomène est dû au lessivage d'une couche très fine à la surface du sol ayant subi l'action du climat.

L'ensemble des essais présente une cohérence pour des essais de répétabilité avec des allures similaires. Cependant, les caractéristiques sont largement différentes entre les essais réalisés sur la digue traitée et la digue non traitée avec une résistance à l'érosion très supérieure pour le matériau traité. Cette résistance est obtenue dès 28 jours et se maintient au cours du temps si on fait exception de la croûte observée en surface après la période hivernale.

3.3 Essais d'Émiettage Amélioré (ECT)

L'aspect visuel de l'évolution de la géométrie des éprouvettes est présenté à la Figure V.33 pour les essais à 28 jours (R# dans le légende signifie « essai de répétabilité »). Contrairement aux sols préparés au laboratoire, les éprouvettes de sol prélevées sur l'ouvrage traité représente une sensibilité à l'eau. Elles se désagrègent plus lentement que les éprouvettes en sol non traité. De plus, les agrégats détachés sont plus grands que ceux du sol non traité.

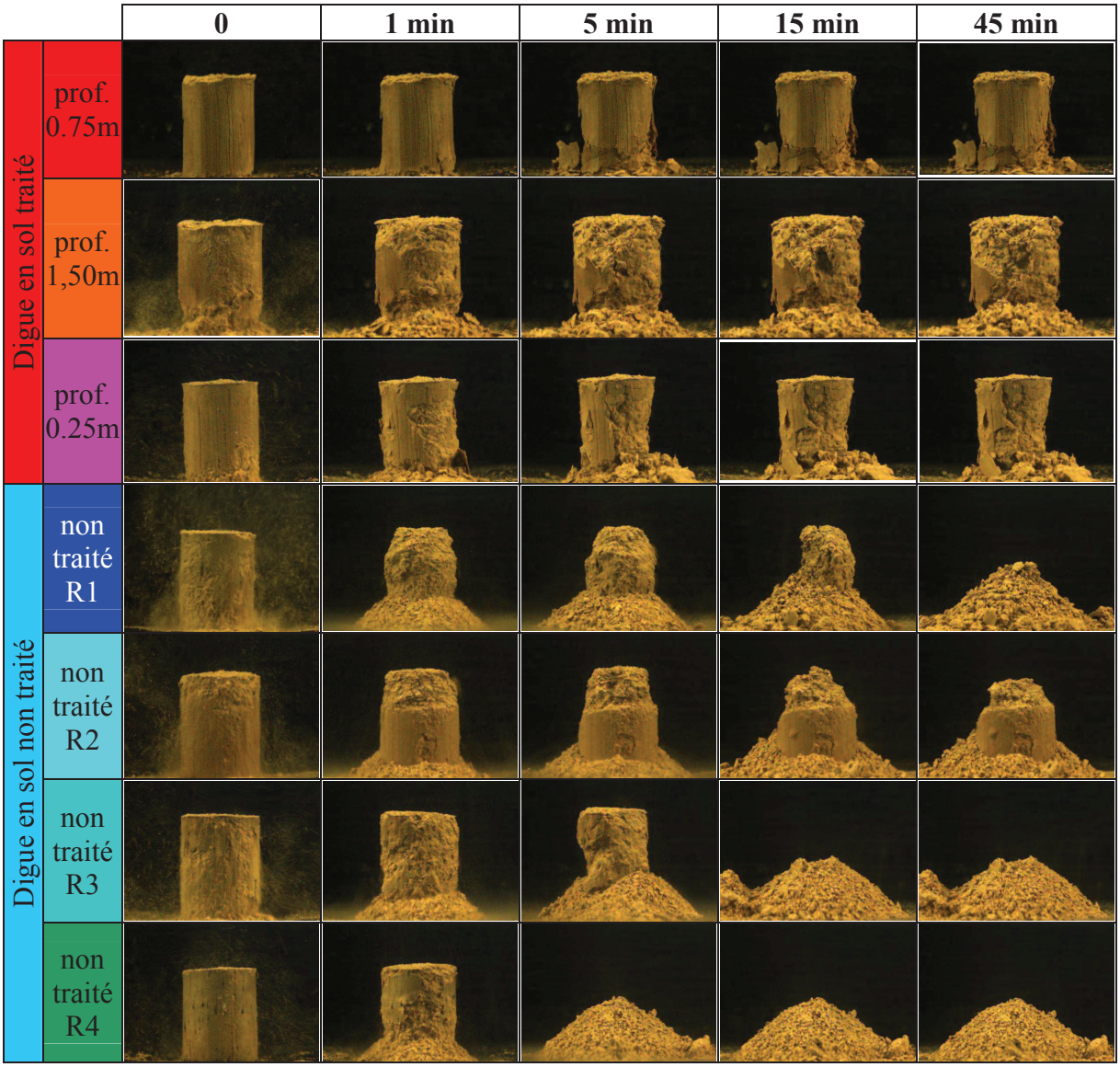


Figure V.33 – Intercomparaison des images acquises des éprouvettes prélevées à 28 jours.

Dans le cas des éprouvettes en sol traité, il faut différencier le comportement de surface et le comportement de volume. Le comportement de surface est largement influencé par le mode de prélèvement. À cause de la résistance mécanique élevée du matériau, la trousse coupante a un effet déstructurant important, effet qui se retrouve dans les essais à court terme (*i.e.* 1, 5 min) mais pas à plus long terme. En revanche, le comportement de volume (ou de cœur) montre au contraire aucune sensibilité, en particulier au gonflement.

Les résultats des essais de répétabilité sur différents endroits sur l'ouvrage sont naturellement plus dispersés que les résultats sur les sols préparés au laboratoire. Il existe, cependant, une tendance manifestement différente entre les échantillons prélevés de l'ouvrage en sol traité et ceux de l'ouvrage non traité.

Concernant les résultats des essais à 28 jours, la Figure V.34 illustre la variation de la hauteur du centre des échantillons en fonction du temps et représente un agrandissement pendant la phase d'hydratation. La géométrie de tous les échantillons se stabilise avant 30 minutes à la fois pour les éprouvettes en sol traité et celles en sol non traité. La phase de gonflement se poursuit plus ou moins à la même allure pour les deux types de sol. Toutefois, cette phase s'achève en 3 minutes pour les échantillons en sol traités. Quant aux échantillons non traités, ils continuent de s'hydrater après 3 minutes. Nous observons par la suite que les échantillons non traités se dispersent manifestement plus. Au plus tôt en 3 minutes et au plus tard en 20 minutes, les échantillons se désagrègent complètement et tendent vers une forme finale conique (Figure V.33) au contraire des échantillons en sol traité qui gardent une forme cylindrique, bien que fracturée, longtemps après l'arrêt de l'enregistrement (48 heures). Ceci se confirme par la Figure V.35 qui représente la variation du volume des éprouvettes. Il est nécessaire de souligner que ce paramètre est peu précis pour les essais non traités R3 et R4 à cause de l'asymétrie de forme (R# signifie « essai de répétabilité »). Par ailleurs pour les autres essais, nous constatons une augmentation du volume de 90% en moyenne pour les éprouvettes en sol non traité contre 35% pour ceux en sol traité.

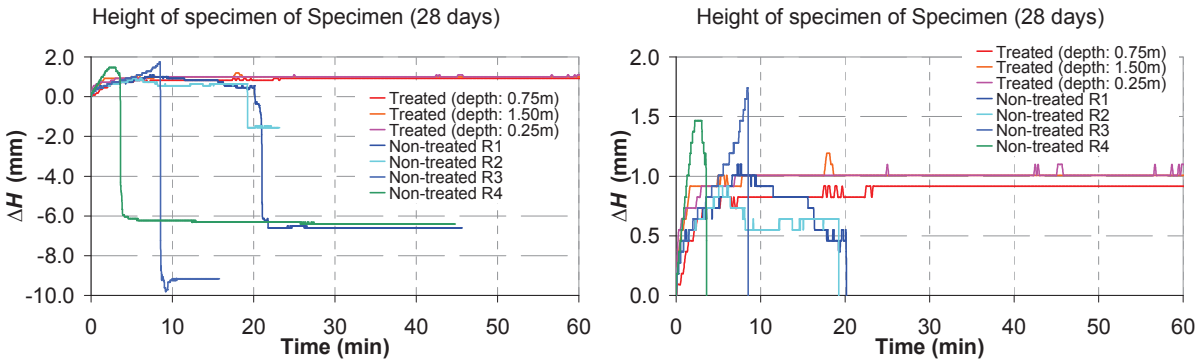


Figure V.34 – Variation de la hauteur des éprouvettes à 28 jours (échelle agrandie sur le diagramme de droite).

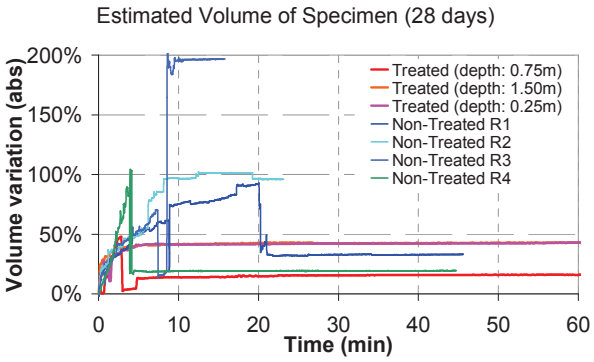


Figure V.35 – Estimation de la variation du volume des éprouvettes en fonction du temps.

Concernant les résultats les essais effectués à 180 jours, l'hydratation devient beaucoup plus longue et le gonflement plus limité. La Figure V.36 présente les résultats des essais. Il faut souligner que l'échelle du temps est de 24 heurs pour ces graphiques contre 1 heure pour celles des essais à 28 jours. Un gonflement de 0,60 mm en moyenne peut être constaté après 180 minutes (Figure V.36a) contre 0,90 mm pour les essais à 28 jours (Figure V.34). L'augmentation finale du volume est de 4% pour un essai et 35% pour l'autre (Figure V.36b). Ce dernier résultat est lié à cause de la chute d'une particule et donc erroné.

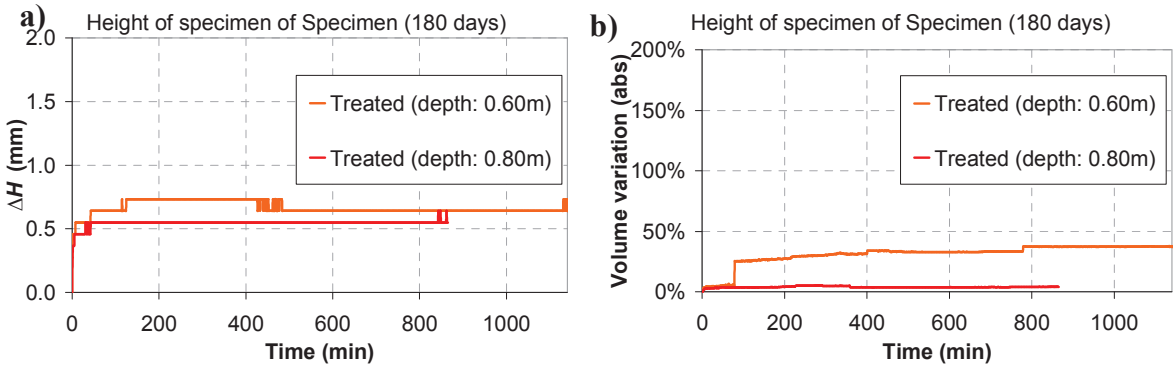


Figure V.36 – Résultats des essais ECT à 180 jours a) variation de la hauteur des éprouvettes b) estimation de la variation du volume des éprouvettes en fonction du temps.

En conclusion, le matériau issu de l'ouvrage traité à la chaux se révèle beaucoup moins sensible à l'eau que celui issu de l'ouvrage non traité. En particulier, il est peu sensible au gonflement et ne s'effondre pas complètement après la phase d'hydratation. De plus cette sensibilité a décru de façon significative, pour les éprouvettes testées à 180 jours. Ceci n'avait pas été observé sur les autres essais HET et MoJET.

3.4 Conclusions des essais sur les ouvrages expérimentaux

L'étude de la sensibilité à l'érosion des deux ouvrages expérimentaux a été menée afin de caractériser et de comparer le comportement d'un ouvrage en terre classique et d'un ouvrage

en sol traité à la chaux. Quelles que soient les méthodes d'essai, cette étude fait état d'une forte augmentation de la résistance à l'érosion des matériaux traités, réduisant fortement le risque d'érosion sur les ouvrages hydrauliques en terre dans différents cas d'érosion notamment la surverse.

Les essais *in situ* ont été effectués à l'aide du dispositif d'érodimètre à jets mobiles (MoJET) et les essais au laboratoire par la méthode d'essai d'émiettage amélioré (ECT) et le dispositif d'essai d'érosion de trou (HET).

Lors des essais HET, le matériau naturel a présenté une contrainte seuil d'environ 180 Pa avec un coefficient d'érosion d'environ 9×10^{-5} s/m ce qui le caractérise comme un matériau assez résistant face à l'érosion. Quant au matériau traité, l'érosion n'a pu se déclencher que dans un seul essai parmi trois avec une contrainte seuil supérieure à 1200 Pa, autrement dit environ 7 fois plus grande que la contrainte critique du matériau non traité.

La même tendance s'observe dans les résultats des essais MoJET. La masse érodée totale du matériau naturel est en moyenne 900g pour le protocole classique (600 ml/min durant 15 min) et 1000g pour le protocole modifié (2 l/min pendant 5 min) contre respectivement 35 g et 80 g pour le matériau traité. Après la période hivernale l'ouvrage présente une certaine fragilité (et érodabilité) d'une couche fine en surface (maximum 10 mm d'épaisseur) cependant l'érodabilité est comparable en profondeur entre 28 jours et 180 jours. Par ailleurs, la sensibilité de l'ouvrage non traité s'est avérée identique à 28 jours et 180 jours.

Selon les essais ECT, les deux matériaux représentent une allure de gonflement similaire avec une amplitude environ deux fois plus grande pour le matériau naturel. Cependant, les échantillons en sol traité ne s'effondrent pas dans l'eau ce qui signifie une dégradation beaucoup plus limitée face à une sollicitation hydraulique. En plus, les échantillons en sol non traité gonflent en moyenne à raison de 90% en volume dans une eau distillé contre 35% pour les échantillons en sol traité. Enfin, les matériaux traités présentent une sensibilité à l'eau moindre à 180 jours qu'à 28 jours.

Dans l'ensemble des essais, le matériau issu de l'ouvrage traité à la chaux présente donc une sensibilité à l'érosion nettement plus faible que le matériau naturel. Les propriétés de sol traité semblent se préserver sans dégradation pendant une longue durée de sollicitation hydraulique ce qui n'est pas le cas du sol non traité. Les résultats obtenus sont en concordance avec les essais effectués sur les sols préparés au laboratoire. Bien que cette augmentation de la résistance et la diminution de la sensibilité face à l'érosion ne soient naturellement pas aussi importantes sur les ouvrages qu'au laboratoire, elles restent très significatives par rapport à l'état naturel/non traité. L'évolution dans le temps des propriétés de l'ouvrage traité à la chaux sera étudiée par la répétition des essais présentés ici à un temps de cure de 365 jours.

VI. Chapitre 6. Influence de la salinité de l'eau sur l'érodabilité du sol

La question de l'influence de la charge dissoute du fluide érodant a été évoquée dans les chapitres précédents. Nous avons constaté dans les essais MoJET (chapitre 3) que l'influence de la nature de l'eau (eau du réseau, eau de la Loire ou eau distillée) n'a pas eu d'influence significative à cette échelle du temps. Dans ce chapitre, nous nous intéressons à l'influence des propriétés physico-chimiques de l'eau lors des phénomènes d'érosion des sols grâce aux dispositifs d'essai d'érosion de trou (HET) et d'essai d'émiettage amélioré (ECT), En effet, de nombreux ouvrages en terre connaissent suivant leur contexte géographique une érosion variable en fonction de la nature physico-chimique de l'eau environnante et de l'eau présente dans le sol de l'ouvrage. C'est une des différences entre les digues maritimes et fluviales. Un exemple type de confrontation des deux phénomènes est une digue se trouvant au niveau d'un estuaire où l'eau douce rencontre l'eau de mer. En cas de pollution, les caractéristiques de l'eau peuvent également varier.

Les trois sols faisant l'objet de notre étude sont constitués de sable de Fontainebleau et d'une argile de type kaolinite, illite ou montmorillonite. L'objectif étant d'apprécier l'influence de la composition chimique de l'eau lors des phénomènes d'érosion, la teneur en eau, la densité du sol, la contrainte de cisaillement appliquée seront fixées pour chacun des sols testés.

La salinité de l'eau interstitielle dans le sol et de l'eau environnante est soit quasi nulle (eau ultra pure notée « d » et « D » (pour « distillée ») avec une conductivité électrique de 15 MΩ·cm), soit salée (concentration équivalente à la salinité de l'eau de mer notée « s » ou « S »). Les majuscules « S » et « D » font référence à l'eau environnante et les minuscules à l'eau interstitielle dans le sol.

Le comportement des trois sols testés avec les quatre configurations (« dD », « dS », « sS », « sD ») sera mis en évidence en utilisant les essais de « Hole Erosion Test » et d'« Enhanced Crumb Test ».

Ainsi après avoir introduit les interactions entre deux particules d'argile au contact de l'eau, l'influence de la salinité dans les milieux poreux est détaillée selon la littérature. Puis les protocoles de reconstitution des sols testés et seront décrits. Les résultats des essais menés dans les différentes configurations de salinité seront examinés.

1 Interactions entre deux particules d'argile en suspension

Comme précédemment introduit dans la section 1.1.1 du premier chapitre (page 10), La montmorillonite tout comme l'illite est chargée électro négativement sur leurs surfaces basales du fait des substitutions isomorphes. Les interactions entre feuillets d'argiles placés dans une solution aqueuse peuvent donc entraîner la stabilité en suspension des particules d'argile ou bien leur agrégation. Afin de décrire ce phénomène, on utilise le modèle de la double couche électrique.

Une population de cations attirés par une surface d'argile afin de rétablir l'électro neutralité au voisinage de celle-ci se répartit en deux couches. Une couche de cations immobiles liés à la surface, appelée couche de Stern, et une couche de cations mobiles au voisinage de la surface, appelée couche diffuse (Le Pluart 2002). L'ensemble de ces deux couches constitue la double couche électrique de la particule en suspension et la frontière séparant ces deux couches est appelé plan d'Helmotz ou plan de cisaillement. Au voisinage de la surface d'argile existe également un déficit en anions repoussés par les forces électrostatiques. Un potentiel électrique est alors présent du fait de la différence de concentration d'anion et de cation (Figure VI.1). Ce potentiel décroît au fur et mesure que l'on s'éloigne de la surface du feuillet d'argile. Notons que le potentiel électrique régnant au niveau du plan du cisaillement est le potentiel ζ (potentiel Zêta). Ce dernier peut être déterminé expérimentalement à l'aide de la Zêtamétrie (Pham 2008).

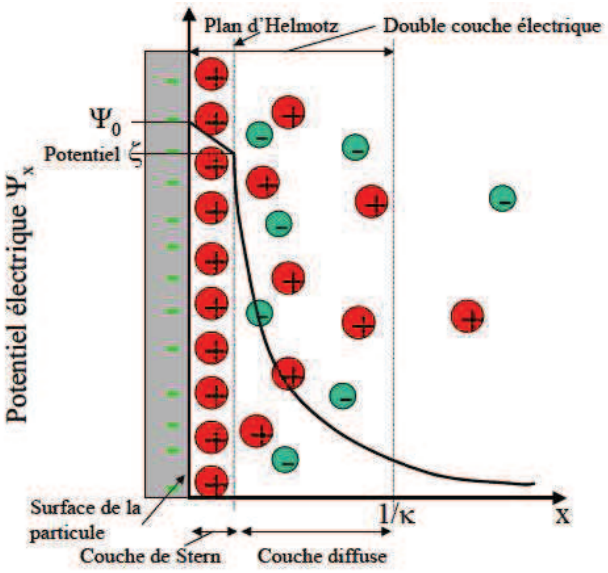


Figure VI.1 – Représentation schématique de la double couche électrique et du potentiel électrique en fonction de la distance.

L'épaisseur de la double couche électrique est régie principalement par la concentration de l'électrolyte de la solution et par la valence des ions présents. Ainsi plus la force ionique est élevée, plus la double couche sera comprimée. Lorsque deux particules se rapprochent l'une de l'autre une force répulsive se crée et permet la stabilité de ces deux particules en suspension. Par conséquent, une augmentation de la concentration en ions (entraînant une diminution d'épaisseur de la double couche) aura tendance faire floculer les particules. Nous verrons dans la partie suivante que l'augmentation de la salinité du sol dans un essai de sédimentation entraîne également une augmentions de la taille des flocs.

La théorie DLVO (Derjaguin & Landau 1941 ; Verwey & Overbeek 1948), décrite ci-après, illustre bien les interactions entre particules colloïdales (en suspension). Cette théorie met en avant le fait de la présence d'une compétition entre les forces répulsives créés par les doubles couches électriques (notées V_R) et les forces attractives de Van der Waals (V_A). Le potentiel d'interaction (noté V) se calcule à l'aide la formule suivante:

$$V = V_R + V_A \qquad [6.1]$$

Notons que la force de Van der Waals ne dépend pas de la concentration ionique mais uniquement de la distance entre les particules. Toutefois, la force répulsive est exprimée suivant un paramètre lui-même fonction de la force ionique de la solution.

Voici l'expression de la force répulsive uniquement en fonction du paramètre concerné, les autres termes de l'expression sont regroupés dans la constante A.

$$V_R = \frac{A}{K_D}\exp(-K_D) \qquad [6.2]$$

$$\text{et } K_D = \frac{1}{\lambda_D} \qquad [6.3]$$

$$\text{avec } \lambda_D = \frac{3.07.10^{-10}}{\sqrt{I}}$$

λ_D peut être assimilé à l'épaisseur de la double couche électrique. Maintenant, si on décide d'introduire du sel dans la solution (ce qui inclut augmentation de la concentration ionique (6.1)) on obtient une diminution de l'épaisseur de la double couche électrique. Or, si λ_D diminue, K_D augmente donc la force répulsive V_R diminue, les particules peuvent alors s'agglomérer (Figure VI.2).

Finalement, l'apport de sel dans une solution, se traduisant par une augmentation de la concentration ionique, provoque une floculation des particules d'argile entre elles. Un état de

l'art sur l'influence de la physico-chimique de l'eau sur le comportement des argiles et lors des phénomènes d'érosion est donné dans la section suivante.

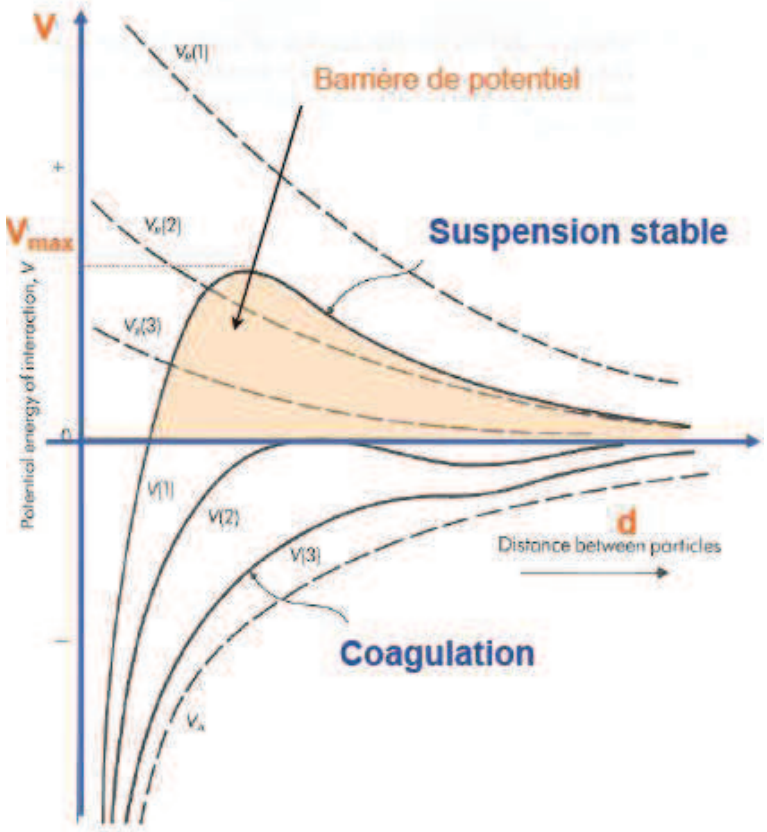


Figure VI.2 : Potentiel d'interaction entre deux particules en fonction de la distance les séparant.

L'influence des caractéristiques minéralogiques des argiles sur leurs comportements en présence d'eau sont de mieux en mieux connues à l'heure actuelle. Concernant l'influence de la composition physico-chimique de l'eau interstitielle lors des phénomènes d'érosion, la question a déjà été abordée. Une campagne d'essai « Pinhole Test » sur des échantillons de sols, provenant de barrages en terre qui ont connu des dysfonctionnements a permis de corréler les résultats avec la teneur en sodium contenu dans les échantillons (Sherard et al., 1976). Il a été démontré qu'au-delà d'une certaine quantité de sel dissous dans l'eau interstitielle, les sols sont caractérisés comme dispersifs lorsque la proportion de sodium comparée à celle des autres sels est majoritaire. Un coefficient de salinité a été introduit, appelé SAR (Sodium Adsorption Ratio), afin de mesurer la concentration de sodium par rapport aux autres cations majeurs soient le magnésium et le calcium qui entrent dans la composition de l'eau interstitielle présente dans les pores de l'échantillon.

$$SAR = \frac{Na}{\sqrt{0.5(Ca+Mg)}} \qquad [6.4]$$

$$Poucentage\,Sodium = \frac{Na}{TDS} = \frac{Na}{Ca+Mg+Na+K} \qquad [6.5]$$

Le SAR et le TDS (Total Dissolved Salt) sont des paramètres utilisés surtout dans le domaine de l'agriculture et du suivi de la salinisation des sols.

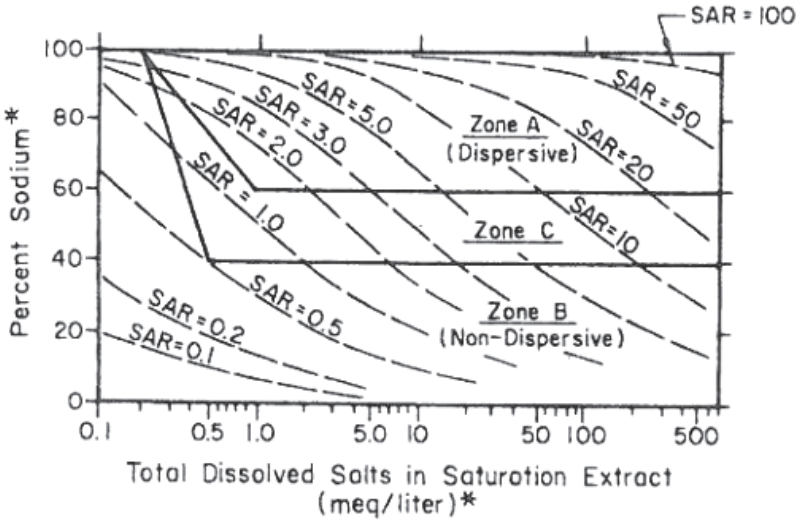


Figure VI.3 – Résultat des essais "Pinhole Test" : classes de dispersivité des sols en fonction du pourcentage de Na et du TDS contenu dans l'eau interstitielle (Sherard et al, 1976)

L'équilibre électrostatique initialement présent entre les particules d'argiles, est un facteur déterminant de la capacité de détachement entre ces dernières. Des études menées sur des essais de sédimentation en solution saline ont démontré l'influence sur le détachement entre deux particules (introduction d'une concentration critique en sel, en dessous de laquelle le détachement se fait plus facilement).

Au niveau des sédiments cohésifs, Winterwerp and van Kesteren (2004) ont démontré l'impact du SAR et de la concentration du sel de l'eau constitutive de l'argile illitique (Figure VI.4). Ces derniers entraînent des effets opposés. En effet, le SAR est corréler négativement à la contrainte de cisaillement critique tandis que la concentration en sel est corrélée positivement.

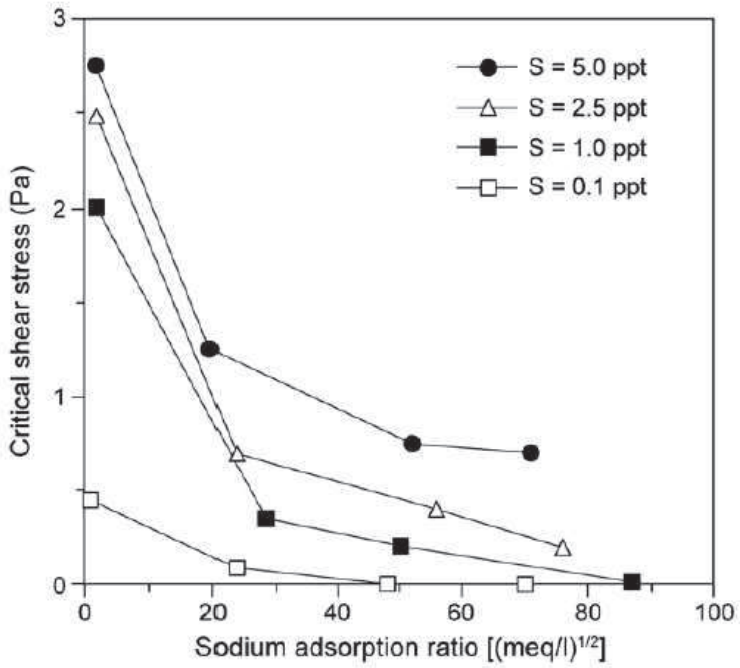


Figure VI.4 – Contrainte de cisaillement critique pour des sédiments purement illitique en fonction du SAR la salinité totale (source Winderwerp and van Kesteren 2004).

Des études sur l'influence de la salinité sur la perméabilité d'un sol ont été réalisées sur du grès de Berea (Khilar et Fogler 1984). La présence d'une eau salée dans les pores du sol rend ce dernier très perméable. En effet la diffusion d'une eau douce dans ce type de grès contenant initialement de l'eau salée est nettement plus lente que dans la configuration inverse. De plus, la nature du sel employé, avec des valences de cations différentes, provoque une diminution de la perméabilité plus ou moins importante. D'après les études menées par Khilar et Fogler (1984) mesurant la perméabilité pour différents sels, seuls les sels contenant des cations monovalents ont une influence sur la perméabilité.

L'équilibre électrostatique initialement présent entre les particules d'argiles, est un facteur déterminant de la capacité de détachement entre ces dernières. Des études menées sur des essais de sédimentation en solution saline ont démontré l'influence de la concentration en sel sur le détachement entre deux particules. En effet le détachement des particules fines lors d'un essai de sédimentation, est plus important lorsque la solution est à faible concentration en sel (Blume et al., 2005). Une concentration critique en sel est introduite et exprime la concentration en de sel en dessous de laquelle le détachement se fait plus facilement.

Des essais de sédimentation à l'aide d'eau distillée, effectués sur deux sols constitués essentiellement d'illite, ont montré que la taille des flocs augmentait avec la salinité de l'eau contenue dans les pores de l'argile (Vaughan et al, 1982). Si on s'intéresse à l'érosion externe, c'est-à-dire à la surface d'une couche de sédiment de montmorillonite ou d'illite, il s'avère que les deux argiles sont plus résistantes à l'érosion lorsque l'eau constitutive possède un

faible SAR (Kandiah et al. 1974). Toutefois, dans le cas d'une érosion interne, les deux argiles seront moins résistantes à l'érosion avec une eau interstitielle de faible salinité.

A faible salinité, le gonflement des argiles de type illite et montmorillonite est favorisée (la perméabilité diminue) donc le sol peut être moins vulnérable à l'érosion de conduit à cause du recolmatage par le gonflement. En revanche en surface, la faiblesse des liaisons ioniques est propice à l'arrachement des agglomérats (flocs) en surface.

2 Matériaux

2.1 Caractéristiques des matériaux utilisés

Les essais de type «HET» et « ECT » ont été réalisés sur 3 types de sols reconstitués à base de sable de Fontainebleau et de kaolinite Armoricaine, d'illite ou de montmorillonite Arvel. Seule la montmorillonite n'a pu être testée avec l'essai « HET ». En effet des tentatives ont montré que le gonflement de cette argile en présence d'eau faisait que le trou se referme sur lui-même.

2.2 Texture des sols

On cherche à comparer le comportement de sols composés de trois argiles différentes soumis au phénomène d'érosion. Les textures utilisées dans les essais « HET » et « ECT » seront identiques soit un mélange 50% argile 50% sable. Pour comparer les comportements des différentes textures, nous nous placerons dans chaque cas à l'optimum de compacité obtenu pour une teneur en eau qui varie selon la nature de l'argile. Outre la nature de l'argile, la salinité de l'eau dans les espaces poreux sera également modifiée par ajout de NaCl. Le protocole de reconstitutions des sols utilisés dans ce travail est décrit dans la section 3.

2.3 Fraction argileuse

Les trois textures sélectionnées sont composées d'un mélange de 50% d'argile et 50% de sable. On notera un mélange fait de 50% d'illite (noté « I ») et 50% de sable I50S50, idem pour la kaolinite (noté « K ») et la montmorillonite (noté « M »). Les textures I50S50 et K50S50 permettent de réaliser les essais « HET » et « ECT » alors que la texture M50S50 ne permet de réaliser que des essais « ECT » compte tenu de son gonflement qui bouche le trou réalisé au début de l'essai « HET ». Une texture avec moins de montmorillonite pourrait être testée à l'avenir pour voir si un pourcentage plus faible résout ce problème. De même dans le cas des textures à base d'illite avec un pourcentage supérieur à 50%, des problèmes

apparaissent pour réaliser l'essai « HET ». Concernant les argiles pures, seule la texture K100 avec 100% de kaolinite Armoricaine peut être testée avec le « HET » et l'« ECT ».

2.4 Teneur en eau optimale

Les sols argileux reconstitués sont testés à leur teneur en eau optimale respective. Afin de déterminer ces valeurs, des échantillons de sols à différentes teneurs en eau ont été confectionnés à l'aide d'un petit moule (Figure VI.6) en imposant manuellement dans tous les cas une force de compactage d'environ 500N. La hauteur de l'éprouvette mesure 20 mm et son diamètre 15 mm. L'éprouvette est ensuite pesée puis mise à l'étuve à 105°C durant 24h pour être repesée à la fin du séchage. Notez que l'outil permettant de confectionner ces échantillons de sol est utilisé également pour la réalisation des éprouvettes de sols testés avec l'essai « ECT ».

Figure VI.5 : Outils de confection des échantillons de sols (utilisés dans l'essai "ECT"), de gauche à droite: échantillon de sols obtenu, embase et moule, manche de compression, manche d'extrusion.

Une courbe de masse volumique de sol (sec et humide) en fonction de la teneur en eau (Figure VI.6) est établie pour chaque texture de sol pour déterminer la teneur en eau optimale w_{opt} propre à chacun de ces sols argileux. Les valeurs de w_{opt} se sont révélées identiques à celles trouvées à l'aide de l'essai Proctor standard (ASTM D698, 2007e1) pour une force de compactage d'environ 500N.

Les teneurs en eau optimales pour les sols I50S50, K50S50 et M50S50 sont respectivement 18%,14% et 24%.

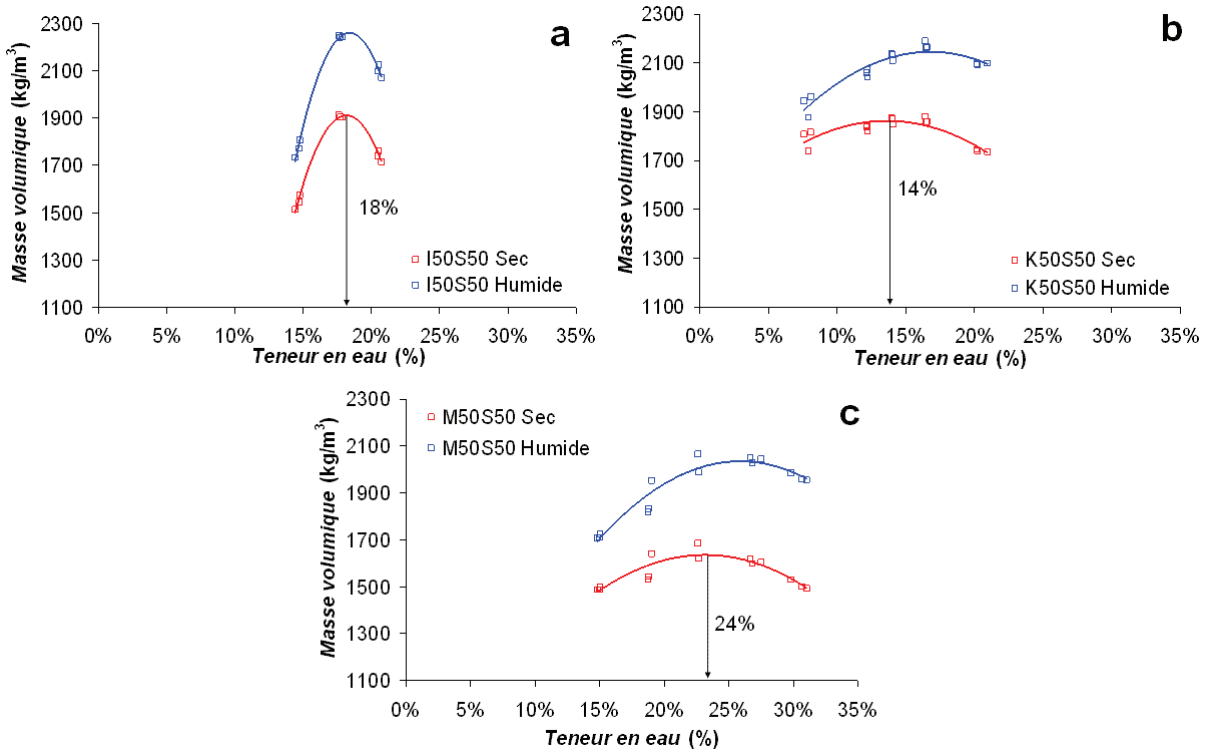


Figure VI.6 – Évolution de la masse volumique de sol en fonction de sa teneur en eau, a): I50S50, b): K50S50, c): M50S50

3 Reconstitution des sols argileux

Quelle que soit la texture du sol ou la salinité de l'eau obtenue avec du Chlorure de Sodium (NaCl), les éprouvettes sont préparées à leur teneur en eau optimale c'est-à-dire à une teneur en eau permettant d'obtenir une masse volumique maximale.

L'argile et le sable sont mélangés manuellement à sec puis une masse d'eau (distillée ou salée) est ajoutée par pulvérisation. Enfin, les matériaux sont malaxés ensemble pendant 10 minutes à l'aide d'un malaxeur de type Hobart. Le sol reconstitué est ensuite conservé à 20°C dans un sac hermétique pendant un temps de maturation de 48h voire 72h (dans le cas de la montmorillonite). En effet, des résultats d'essai «HET » et « ECT » dans des conditions identique (notamment les configurations sS ou encore sD) ont montré une divergence entre un échantillon de sol ayant connu un jour de maturation et celui ayant connu deux jours. Notons que le problème se pose surtout lorsque le sol est reconstitué avec une eau salée. Toutefois dans un souci de répétabilité des essais et afin que les essais puissent être comparés, 48 heures de maturation sont imposées à tous les sols reconstitués.

4 Résultats et discussions

4.1 Résultats des essais d'émiettage amélioré (ECT)

4.1.1 Résultats en image

Nous nous proposons d'observer macroscopiquement l'évolution et l'allure de l'émiettage des différents échantillons au cours de l'essai. Les évolutions des images acquises au cours des essais sont présentées à la Figure VI.7 pour le mélange à base de kaolinite, à la Figure VI.8 pour le mélange à base d'illite et à la Figure VI.9 pour le mélange à base de montmorillonite.

Il est observé pour la kaolinite et l'illite, notamment après 10 min, que l'émiettage est plus rapide dans la configuration dD par rapport aux autres configurations salées dS sS ou sD (rappel : les minuscules sont liées à la salinité de l'eau de pore et les majuscules à la salinité de l'eau environnante). Pour la montmorillonite, les observations visuelles ne permettent pas clairement de différencier les configurations sS et dD.

On note également un effet de turbidité (halo de particules en suspension autour de l'échantillon) plus important dans la configuration dD par rapport aux autres configurations. C'est particulièrement clair pour la kaolinite et l'illite alors que là encore le comportement de la montmorillonite se distingue des deux autres argiles. Cet effet de turbidité est utilisé comme caractéristique pour attribuer une classe de dispersivité à un sol selon la méthode du « Crumb Test » normalisé (ASTM D6572 2000). Donc selon les critères de cette norme, les sols argileux en milieu peu salé sont considérés comme plus dispersifs que les sols en milieux salés.

Dans la configuration dS (pour l'illite et la kaolinite), le nuage de particules est plus difficile à observer car on suppose que la salinité importante de l'eau environnante favorise la sédimentation immédiate des particules fines qui pourraient se détacher de l'échantillon (essentiellement d'argile). Le nuage de particules est également peu présent en configuration sD après 10 min car l'eau salée dans les pores est en faveur d'une plus grande cohésion entre les particules même si l'eau distillée environnante pénètre dans l'échantillon sous la pression osmotique (pour venir diluer le milieu salé dans les pores). Après un certain temps (sans doute plus long que 10 min), les concentrations en sel dans l'eau de pore et l'eau environnante s'équilibrent.

Concernant la taille des agglomérats se détachant de la masse solide, nous observons une taille de flocs plus importante en configuration sD ou sS qu'en configuration dD et dS. Cette observation est de nouveau reliée à l'effet de la salinité sur les forces d'interaction électrostatiques entre particules. Cette observation est en accord avec celle de Vaughan et al

(1982) qui ont montré que la taille des flocs augmente avec la salinité de l'eau contenue dans les pores du sol argileux. Visuellement, après 30 min ou 45 min quel que soit le type d'argile, on observe un cône d'effondrement de l'éprouvette plus régulier et constitué de petits agrégats de particules dans la configuration dD alors qu'en milieu salé (et surtout en configuration sS) ce cône est formé de morceaux d'éprouvettes encore en place qui s'effondrent sous l'effet de la pesanteur (la cohésion dans ces morceaux est maintenue grâce à la salinité). Enfin, si la hauteur de ce cône se stabilise en configuration dD (stabilisation des particules dispersées), le cône continue de s'effondrer jusqu'à recouvrir le fond du conteneur en configuration salée (notamment sS).

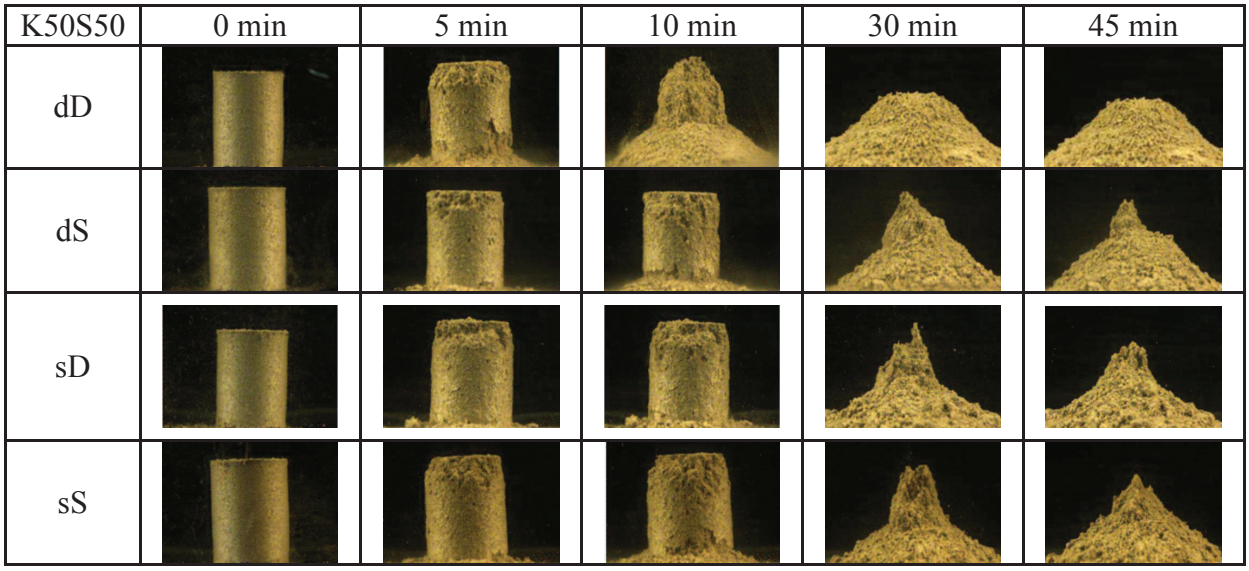


Figure VI.7 – Intercomparaison des images acquises des éprouvettes de sols reconstitués de 50% de kaolinite et de 50% de sable dans différentes configurations d'essai "ECT" au cours de temps.

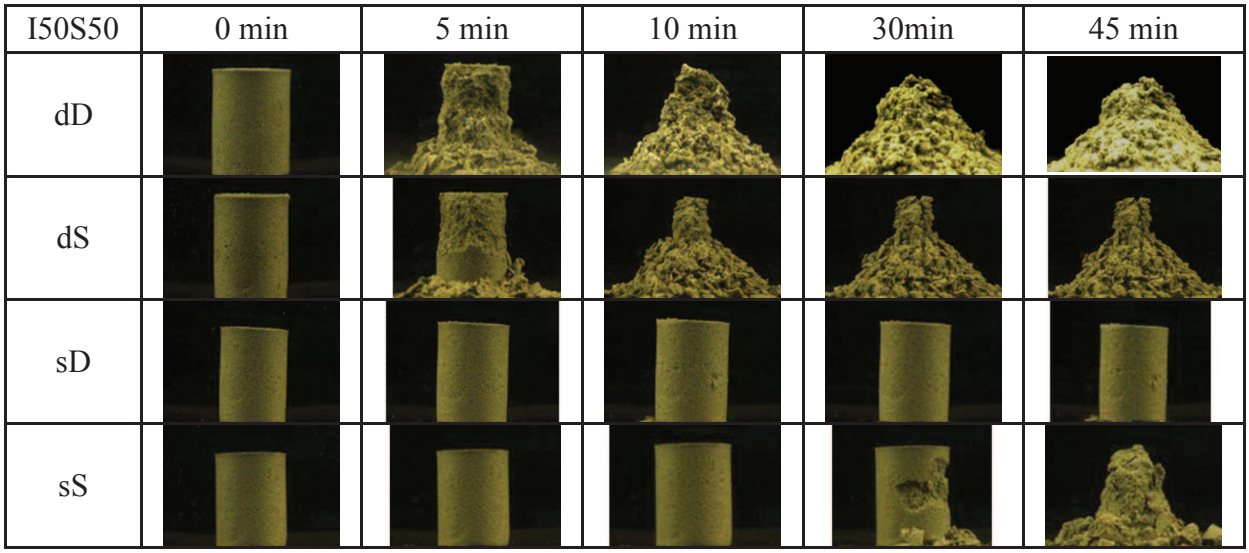


Figure VI.8 – Intercomparaison des images acquises des éprouvettes de sols reconstitués de 50% d'illite et de 50% de sable dans différentes configurations d'essai "ECT" au cours de temps.

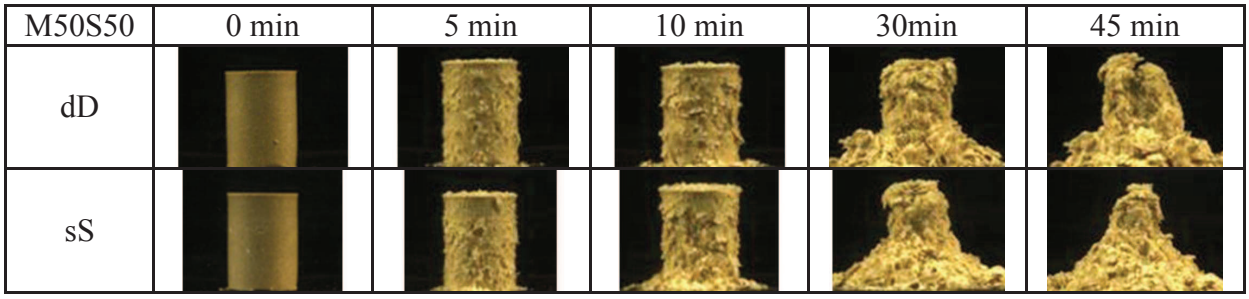


Figure VI.9 – Intercomparaison des images acquises des éprouvettes de sols reconstitués de 50% de montmorillonite et de 50% de sable dans différentes configurations d'essai "ECT" au cours de temps.

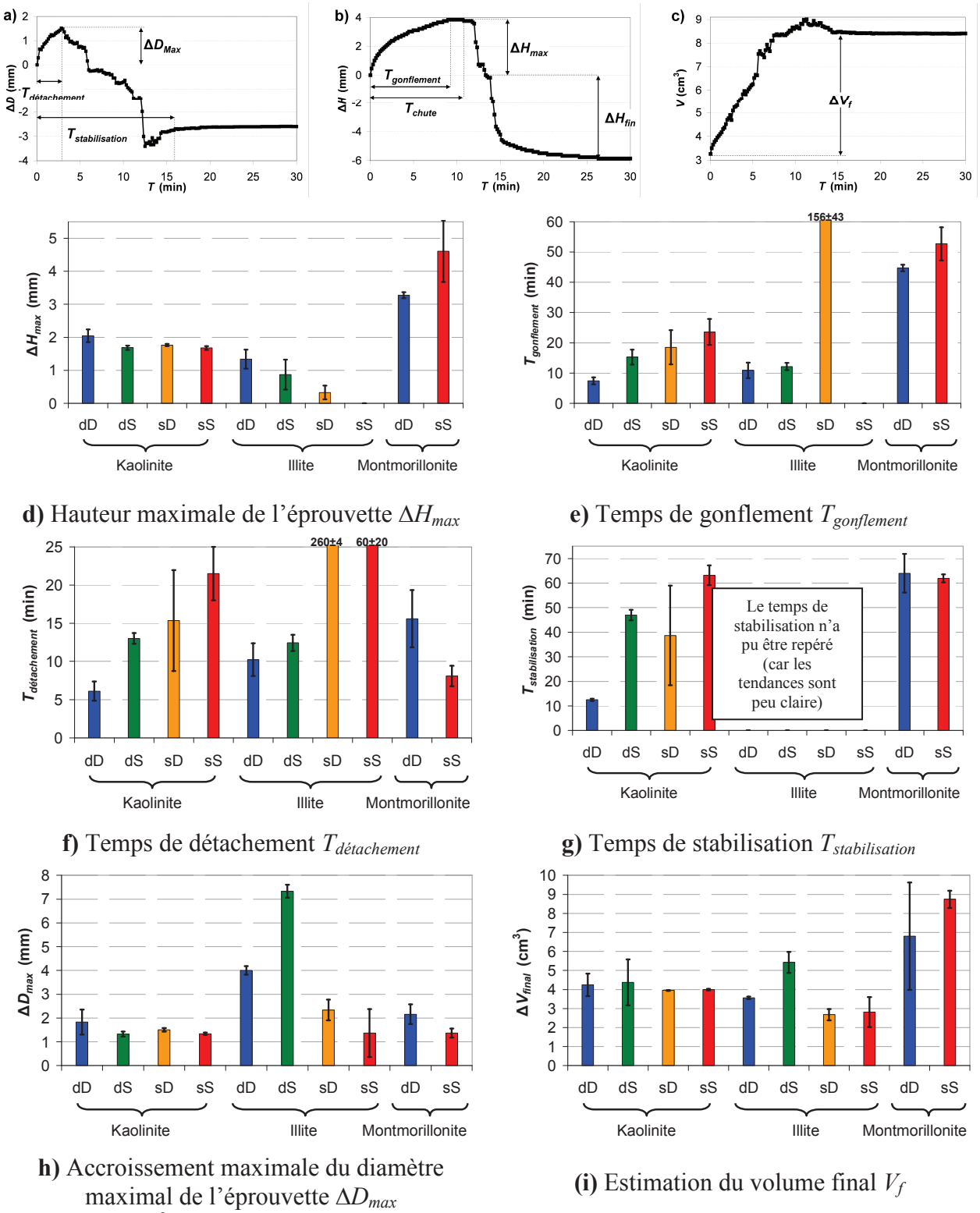
4.1.2 Paramètres caractéristiques des essais

Les paramètres caractéristiques des essais « ECT » dans les différentes configurations de salinité et pour chaque type de sols sont présentés à la Figure VI.10. Ils permettent de quantifier les observations réalisées visuellement précédemment et de discerner certains comportements. Il s'agit d'estimer à partir de ces paramètres quelles configurations sont les plus dispersives et de corréler cette échelle de dispersivité avec leur résistance à l'érosion (dans un test d'érosion de trou).

Les paramètres détaillés dans le chapitre 4 sont $T_{gonflement}$ (le temps correspondant à la hauteur maximale), $T_{détachement}$ (début du détachement des particules de la paroi), $T_{stabilisation}$ (le temps à partir duquel la géométrie devient stable), ΔH_{max} (la hauteur maximale de l'éprouvette/hauteur de gonflement), ΔD_{max} (le diamètre maximal de l'éprouvette) ou ΔV_f (estimation du volume final de l'éprouvette). La kaolinite étant une argile non gonflante, ΔH_{max}, ΔD_{max} et ΔV_f suivent une évolution similaire c'est-à-dire que le gonflement de l'éprouvette lié à la pénétration de l'eau dans les pores (inter-agrégats) du sol est plus important en dD qu'en sS avec des valeurs intermédiaires pour sD et dS. Le temps pour atteindre la stabilisation du gonflement $T_{gonflement}$ est d'autant plus long que le milieu est salé (couplage de l'hydratation avec diffusion de l'eau dans les pores et du phénomène d'osmose en présence d'un gradient de salinité dans l'échantillon en configuration sD et dS). Le délai à attendre pour voir le début du détachement des particules ou la stabilisation du processus d'émiettage augmente avec la salinité comme pour la stabilisation du gonflement. En conclusion, si on considère que la configuration dD est plus dispersive que la configuration sS, les deux autres configurations sont intermédiaires.

Dans le cas de l'illite, le comportement est plus difficile à expliquer car l'évolution des paramètres n'est pas régulière en fonction de la salinité. Si on se reporte uniquement à l'évolution de ΔH_{max}, l'illite se comporte comme la kaolinite et on arriverait au même classement des différentes configurations en fonction de la salinité en terme de dispersivité. $T_{gonflement}$ augmente également avec la salinité (avec un allongement très important lorsque le corps de l'éprouvette est salé, dans la configuration sS le gonflement étant nul, $T_{gonflement}$ n'est

pas mesurable). Par contre, $T_{détachement}$ augmente avec la salinité dans un premier temps puis diminue pour la configuration sS. On remarque également que ΔD_{max} en configuration dS est très important c'est-à-dire que l'éprouvette présente un gonflement latéral très important que l'on n'observe pas sur les autres configurations.



d) Hauteur maximale de l'éprouvette ΔH_{max}

e) Temps de gonflement $T_{gonflement}$

f) Temps de détachement $T_{détachement}$

g) Temps de stabilisation $T_{stabilisation}$

h) Accroissement maximale du diamètre maximal de l'éprouvette ΔD_{max}

(i) Estimation du volume final V_f

Figure VI.10 – Évolution des paramètres caractéristiques mesurés au cours des essais ECT en fonction de la salinité de l'eau de pore et de l'eau environnante, et de la nature de l'argile dans le sol (chaque résultat est la moyenne des résultats obtenus sur 3 essais de répétabilité.

Enfin dans le cas de la montmorillonite qui est une argile gonflante, on constate contre toute attente que la configuration sS présente un gonflement ΔH_{max} plus important que la configuration dD. On peut expliquer cela en supposant que la salinité renforce les forces de cohésion entre particules et permet de conserver plus longtemps l'éprouvette en forme (elle ralentit le passage sous forme conique), ce qui laisse plus de temps à l'échantillon pour gonfler : $T_{détachement}$ (sS) est alors supérieur à $T_{détachement}$ (dD).

En revanche, le gonflement axial de l'éprouvette ΔD_{max} (plus faible que ΔH_{max} sans doute à cause du mode de compactage axial dans le moule) est bien comme on s'y attend plus faible en sS qu'en dD. Le temps de stabilisation pour la montmorillonite est relativement élevé en configuration salée ou non salée. Notez que même après désagrégation partielle de l'échantillon, celui-ci poursuit toujours son gonflement.

4.2 Résultats des essai d'érosion de trou (HET)

Les configurations d'essais dD, dS, et sS avec la kaolinite (Figure VI.11) donnent des taux d'érosion en fonction de la contrainte de cisaillement presque identiques. La seule configuration qui se détache des autres est la sD. Manifestement le taux d'érosion est plus faible dans cette configuration même si l'érosion semble se déclencher autour de τ_c=25 Pa de manière plus intense dans un premier temps. Des essais effectués à 10 kPa (100 mbar) confirment la tendance de la configuration sD à mieux résister à l'érosion interne. Là encore, la salinité de l'eau dans les pores de l'éprouvette doit être à l'origine de ce comportement. Par contre, nous n'avons pas d'explication sur les raisons qui conduisent les éprouvettes en configuration sS à présenter un taux d'érosion plus élevé que celles en sD. Notez que les essais sD et dS restent toujours difficiles à interpréter compte tenu des gradients de concentration en sel à proximité du trou, des cinétiques de diffusion des espèces dans le corps de l'éprouvette et du fait que l'essai est dynamique, l'eau érodante est renouvelée étant permanence à l'interface du trou.

Notons également que les essais de répétabilité de HET sur le sol K50S50 se sont avérés assez satisfaisants avec des coefficients α (voir chapitre II) semblables d'un essai à l'autre pour une même configuration. Ce n'est pas le cas des essais sur le sol I50S50 qui montrent une variation importante du coefficient α d'un essai à l'autre (Figure VI.12). Cette remarque amène à considérer avec prudence les conclusions tirées des essais sur ce sol.

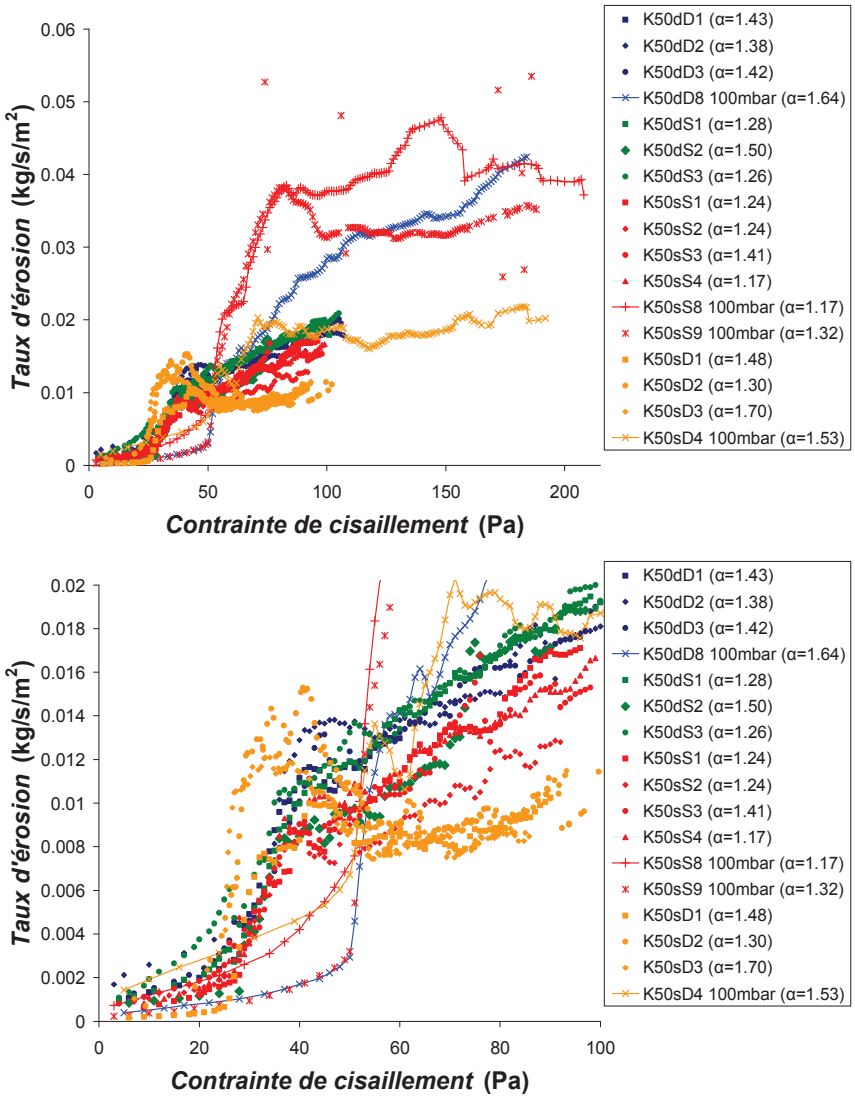


Figure VI.11 – Résultats d'essais "Hole Erosion Test" sur la texture K50S50 (sauf indication, les essais sont réalisés à 5 kPa (50 mbar) de différence de pression). Le diagramme du bas est un agrandissement de celui du haut.

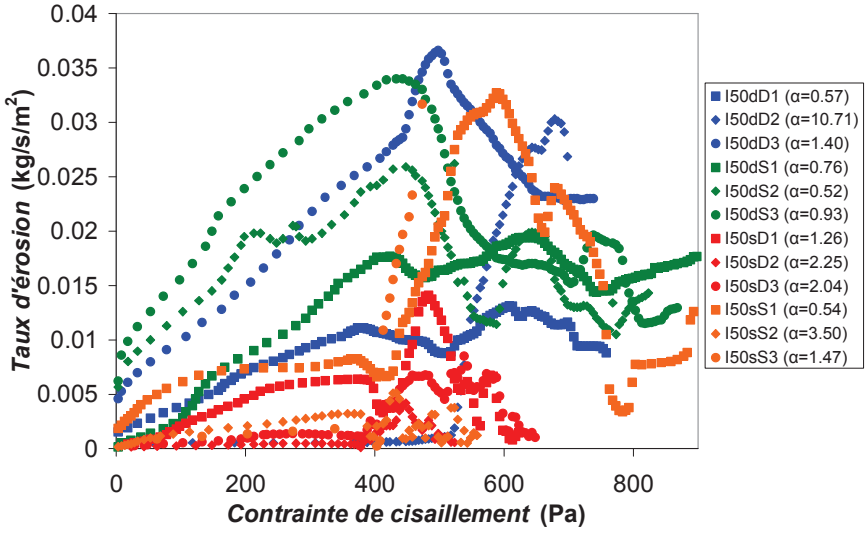


Figure VI.12 – Résultats d'essais "Hole Erosion Test" sur I50S50.

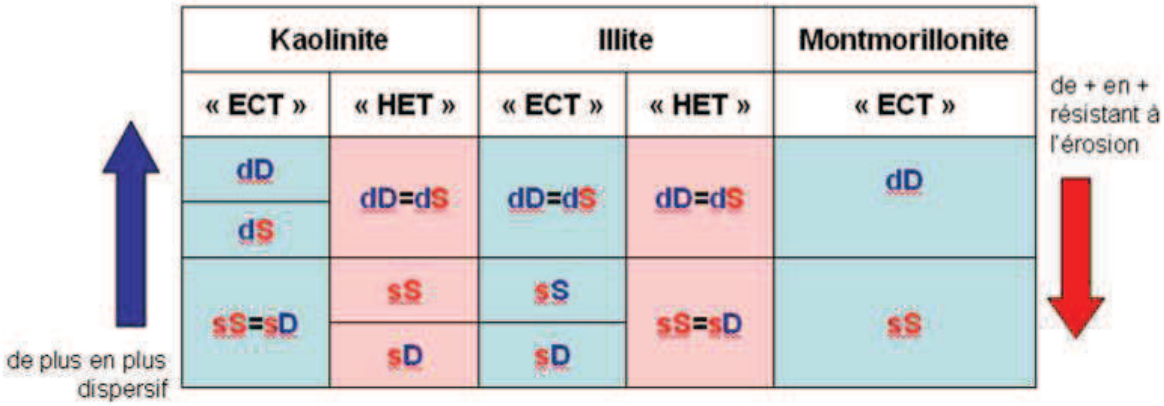
Cependant, si on considère les résultats obtenus, on observe néanmoins que l'érosion se déclenche brutalement (accélération du taux d'érosion : variation du taux d'érosion en fonction de celle de la contrainte de cisaillement) pour une contrainte seuil plus élevée dans le cas sS et sD : le taux d'érosion reste faible sur une plage allant de 0 à 375 Pa avant d'accélérer brutalement pour se stabiliser ensuite à un taux d'érosion plus faible. Les configurations dD et dS quant à elles commencent à s'éroder dès une contrainte de cisaillement nulle. Les conclusions quant à la résistance à l'érosion de ce sol restent donc les mêmes que celle pour la kaolinite

4.3 Synthèse des résultats

Le Tableau VI.1 propose une classification des configurations d'essai sS, sD, dS et dD pour les sols argileux à base de kaolinite, illite et montmorillonite en termes de dispersivité (essais ECT) et de résistance à l'érosion (essais HET).

On observe que le sol contenant une eau de pore salée est à la fois plus résistant à l'érosion et moins dispersif que les sols contenant de l'eau distillée. Clairement le sel en augmentant les forces électrostatiques de cohésion entre particules permet d'obtenir une meilleure résistance à l'érosion. Si pour l'essai de dispersivité, les configurations sS et sD sont difficilement différentiables, elles montrent en revanche des comportements différents en termes d'érosion de trou. C'est la configuration sD qui est la plus résistante.

Tableau VI.1. Comparaison des effets de la salinité sur la résistance à l'érosion et la dispersion



5 Conclusions

Dans ce chapitre, nous avons mis en évidence l'effet de la salinité sur les phénomènes d'érosion et de dispersion des sols argileux. La nature de l'argile a une influence ainsi que la salinité soit de l'eau environnante soit de l'eau interstitielle. C'est la texture avec une eau interstitielle salée et une eau environnante non salée qui présente la meilleure résistance à l'érosion interne et une dispersivité la plus faible. Au travers des essais ECT et HET, nous avons également mis en évidence une corrélation entre dispersivité et érosion (en fonction de la salinité). Nous avons vu que la texture avec la montmorillonite, une argile gonflante, est plus difficile à étudier mais présente toutefois un comportement dispersif sensiblement identique à celui de la texture avec la kaolinite ou l'illite. Pour expliquer les résultats, il faut savoir que la salinité est en général en faveur d'une agglomération des particules constitutives des sols.

Conclusions générales

De nombreux ouvrages en terre sont soumis aux problématiques d'érosion auxquelles nous nous sommes intéressés dans ce travail. Les ouvrages hydrauliques comme les digues et les barrages en terre sont très majoritairement accidentés par les deux mécanismes généraux d'érosion que constituent l'érosion interne et la surverse : ces deux mécanismes ont été reconnus dans les dernières décennies comme la principale cause de leurs ruptures. D'autres types d'ouvrages peuvent être endommagés ou sinistrés par ces phénomènes comme les remblais d'infrastructures linéaires de transport qui ne sont pas spécifiquement conçus pour supporter les charges hydrauliques mais sont souvent soumis à ce type de sollicitation. Les fondations d'ouvrages de franchissement comme des piles de ponts sont également touchées par le phénomène d'affouillement qui génère une perte de la capacité portante du sol support due à l'érosion amplifiée par la discontinuité de l'écoulement. Cela provoque la rupture de ces ouvrages, en général, pendant des événements météorologiques exceptionnels.

Le terme « érosion » regroupe généralement les phénomènes d'arrachement et de transport de particules par l'écoulement. Cela peut avoir lieu à l'intérieur de la masse d'ouvrages ou en surface. En outre, la dispersion est définie comme la mise en suspension des particules colloïdales d'argiles dans l'eau sans mouvement. Les processus d'érosion interne, externe et de dispersion, étroitement liés les uns aux autres, sont des phénomènes complexes qui dépendent de nombreux paramètres. D'une part, il est difficile de prendre en compte l'influence de tous ces paramètres pour évaluer l'érodabilité d'un sol et d'autre part les études effectuées pour corréler les paramètres classiques de mécanique des sols et les propriétés physiques des sols avec la sensibilité à l'érosion ont mis en évidence une très faible corrélation dans le meilleurs des cas. En conséquence, il est indispensable de mesurer la sensibilité à l'érosion au moyen d'essais dédiés.

Les dispositifs qui ont été utilisés dans le cadre de ce travail ont permis d'étudier trois aspects de la sensibilité à l'érosion : érosion interne (érosion de conduit) par le dispositif d'essai d'érosion de trou (HET), érosion de surface par le dispositif d'érodimètre à jets mobiles (MoJET) et potentiel de désagrégation d'une texture de sol en absence de sollicitation mécanique par l'essai d'émiettage.

L'état de l'art présenté sur la mesure de la sensibilité des ouvrages hydrauliques à l'érosion a révélé les points de faiblesses de la plupart des méthodes généralement utilisées. Il s'agissait notamment de méthodes d'interprétations qualitatives et des dispositifs expérimentaux restreints à effectuer des essais sur des sols reconstitués. Cela a conduit, dans une première partie de ce travail, à développer les dispositifs expérimentaux afin de rendre les mesures plus précises. Les protocoles d'essais et les modes opératoires ont été redéfinis et notamment adaptés pour être le plus applicables possibles à des ouvrages.

Le dispositif d'essai d'érosion de trou (HET) présente des résultats quantitatifs sur des sols reconstitués au laboratoire. Il étudie l'agrandissement d'un canal d'écoulement créé au milieu d'une éprouvette de sol par analogie à l'érosion de conduit. Tandis que les méthodes d'interprétations classiques de contrainte se basent sur des hypothèses sur l'hydraulique de l'écoulement pour estimer cet agrandissement, nous avons utilisé une nouvelle méthode d'interprétation indépendante des hypothèses courantes sur l'écoulement. Nous avons développé l'appareillage ainsi que le protocole d'essai de manière à rendre cet essai applicable aux sols naturels, aux matériaux peu-perturbés prélevés sur ouvrage ainsi qu'aux matériaux fortement résistants. Un nouveau protocole d'essai a également été proposé pour tester des sols à fortes teneurs en eau comme les sédiments fluviaux. Enfin, une première campagne d'essais croisés menée avec le dispositif de « Ex-Situ Erosion Test Device » a montré des tendances similaires pour deux textures de sol de référence utilisées.

Le dispositif d'érodimètre à jets mobiles (MoJET) étudie la sensibilité des ouvrages à l'érosion de surface. Il présente l'avantage d'être réalisable sur le terrain et en laboratoire. L'exécution des essais est simple et le dispositif est facilement déplaçable. Nous avons proposé d'améliorer le protocole d'essais et de l'appliquer aux ouvrages problématiques afin de caractériser leur sensibilité à l'érosion ainsi que d'étudier l'influence de plusieurs paramètres sur les résultats obtenus. Sur l'ensemble des campagnes d'essais effectuées, une bonne proportionnalité s'est avérée entre la profondeur d'érosion et la masse érodée. Cependant, les essais effectués en laboratoire ont mis en évidence que la forme tracée par les jets dépend fortement de la nature de sol. Par conséquent, il a été retenu d'utiliser la masse érodée comme critère de quantification. Une très faible corrélation ayant été trouvée entre la granulométrie des matériaux testés et leur sensibilité à l'érosion de surface, cela souligne la nécessite de réaliser les essais spécifiques de mesure d'érosion.

La méthode d'essais d'émiettage étudie de façon qualitative la désagrégation d'un échantillon de sol dans l'eau. Nous nous intéressons à rendre cet essai quantitatif et à définir un protocole d'expérimentation indépendant de l'opérateur au travers de suivis continus par caméras et une interprétation automatisée des images acquises. Plusieurs essais effectués sur des mélanges sable-argileux à différentes teneurs en eau initiales ont mis en évidence une tendance générale d'hydratation puis de désagrégation. La répétabilité de la méthode d'essai a été examinée. De plus, la sensibilité de désagrégation dans l'eau et la sensibilité à l'érosion de textures de sol de référence ont été comparées. Enfin, nous avons défini et appliqué le protocole et la méthode d'essais à des sols naturels prélevés sur des ouvrages en terre.

Dans une seconde partie de ce travail, les différentes méthodes d'expérimentation ont été appliquées à deux études pratiques,. La première étude porte sur l'utilisation de la chaux vive pour les traitements des sols lors de la mise en place dans les ouvrages hydrauliques. La première campagne d'essais effectuée sur des éprouvettes confectionnées en laboratoire a démontré un gain de résistance considérable par rapport aux sols non traités. Concernant les

essais HET, la contrainte critique à l'érosion interne n'a pas pu être mesurée concrètement sur les sols traités. L'érosion n'est pas susceptible d'être déclenchée à une contrainte inférieure à au moins quatre fois celle de l'état non traité. La masse érodée à la surface par le dispositif MoJET est au minimum 300 fois plus faible pour les sols traités que pour les sols non traités. Enfin, les sols traités se sont avérés insensibles à l'eau par l'ECT. Cela a été confirmé dans la deuxième campagne d'essais sur les ouvrages expérimentaux, le matériau issu de l'ouvrage traité à la chaux présente donc une sensibilité à l'érosion nettement plus faible que le matériau naturel. Les propriétés des sols traités semblent se préserver sans dégradation pendant une longue durée de sollicitation hydraulique ce qui n'est pas le cas du sol non traité. Bien que cette augmentation de la résistance et la diminution de la sensibilité face à l'érosion ne soient naturellement pas aussi importantes sur les ouvrages qu'en laboratoire, elles restent très significatives par rapport à l'état naturel/non traité.

Une seconde étude porte sur l'influence de la salinité sur les phénomènes d'érosion et de dispersion. Les résultats de cette étude ont montré que la salinité, soit de l'eau environnante soit de l'eau interstitielle, influence la sensibilité à l'érosion/dispersion des sols argileux. L'effet varie selon la nature de l'argile. Une texture avec de l'eau interstitielle salée et de l'eau environnante non salée présente de manière générale une meilleure résistance à l'érosion interne et une dispersivité plus faible par rapport aux autres configurations. Il est à noter que la salinité est en faveur d'une agglomération des particules constitutives des sols. C'est probablement pour cela que la salinité en général augmente légèrement la résistance à l'érosion et la dispersivité des sols argileux.

En conclusion, pour mieux comprendre les processus érosifs dans leur ensemble, il est nécessaire d'étudier conjointement l'érosion sous différents aspects, avec des méthodologies d'essai, des techniques et des méthodes complémentaires. Une texture de sol peut s'avérer assez résistante face à un mécanisme particulier et plus sensible à un autre. À titre d'exemple, un sol gonflant peut être très résistant à l'érosion de conduit à cause du rebouchage des chemins préférentiels d'écoulement et très sensible à l'érosion de surface notamment, à long terme, à cause de la mise en suspension des particules. Un autre exemple marquant est le limon naturel d'un des deux ouvrages expérimentaux au CER de Rouen. Le matériau a été classé très peu érodable face à l'érosion de conduit mais largement plus érodable que tous les sols des ouvrages que nous avons testés dans la vallée de la Loire face à l'érosion de surface.

Perspectives

Les améliorations apportées au dispositif d'essai d'érosion de trou (HET) permettent d'exercer des charges hydrauliques contrôlées et couvrant une large plage de valeurs sur les éprouvettes de sol. Il sera possible d'effectuer des essais sous des charges hydrauliques cycliques ou des augmentations et chutes plus au moins brutales de sollicitations. Ceci est particulièrement intéressant pour étudier les effets de charge-décharge sur l'initiation de l'érosion de conduit. Cela pourrait par exemple se réaliser sur une éprouvette de sol dont le canal d'écoulement initial ne traverse pas complètement l'éprouvette ou bien est constitué d'un matériau différent du reste de l'éprouvette. La possibilité d'appliquer un changement considérable de la charge hydraulique pourrait apporter des informations complémentaires sur le comportement érosif des sols par exemple de trouver une deuxième contrainte critique pour l'érosion régressive (précédemment étudié par Bendahmane et al. 2008) ce qui a été observé de façon incontrôlée dans les essais sur les sols à fortes teneurs en eau.

Des améliorations seraient à apporter au dispositif de l'érodimètre à jets mobiles (MoJET), afin de pouvoir extraire des essais *in situ* des paramètres plus généraux d'érosion, comme la contrainte critique ou le coefficient d'érosion. Nos observations sur la forme des traces des jets à l'aide d'un scanneur laser ont démontré que la largeur des sillons dépend également de la texture du sol. En conséquence, nous proposons que ce dispositif soit utilisé comme un indicateur simple et *in situ*. De plus, il est préférable de simuler l'érosion de surface au travers d'un écoulement tangentiel. Nous avons travaillé sur la conception d'un dispositif *in situ* d'érosion de surface par écoulement tangentiel analogue aux dispositifs d'érosion en canal. Ceci peut être validé dans un premier temps à l'aide d'un prototype dans l'optique de développer un outil complet et performant pour la mesure de la sensibilité à l'érosion de surface in situ.

Le dispositif d'ECT et ses algorithmes d'interprétation pourront être utilisés pour le suivi temporel de l'évolution des géométries complexes. Ceci peut être appliqué pour étudier différents aspects de désagrégation et même d'érosion. Il ouvre également une possibilité de prédire le phénomène d'érosion d'ouvrage en terre à l'aide d'essais géotechniques simples et non destructifs.

Concernant les ouvrages expérimentaux, l'évolution dans le temps des propriétés de l'ouvrage traité à la chaux sera étudiée par la répétition des essais présentés dans ce document à un temps de cure de 365 jours. L'évolution des propriétés des sols traités à la chaux face aux phénomènes d'érosion pourrait également être examinée sur des textures de sol de référence. Il est important de noter qu'il faudrait, dans ce cas, choisir des textures de sol relativement sensibles en état naturel pour que le gain exact en résistance à l'érosion puisse être quantifié.

Finalement, au sujet de l'influence des propriétés physico-chimiques de l'eau sur les phénomènes d'érosion, il serait intéressant sur le plan scientifique d'étudier également l'influence de la salinité à différentes concentrations en sel, par des sels bivalents ou de potentiel hydrogène varié. Des mesures en zétamétrie qui permettent de quantifier le potentiel zéta (interaction électrostatique entre particules) pourraient être corrélées avec les essais ECT et HET pour compléter le présent travail.

Références bibliographiques

La présente partie rassemble les références bibliographiques citées dans l'ensemble du manuscrit y compris les publications reproduites aux chapitres 2,3 et 4.

Aitchison, G.D., Ingles, O.G. and Wood, C.C. (1963): "Post Construction Deflocculation as a Contributory Cause in the Failure of Earth Dams", 4th Australia-New Zealand Conf. Soil. Mech. and Found. Eng, Montreal, Canada

Arulanandan, K., Loganathan, P., et Krone, R. B. (1975), "Pore and eroding fluid influences on surface erosion on soil", American Society of Civil Engineers, Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol. 101, no. 1, pp. 51-66.

Arulanandan, K., Gillogley, E., et Tully, R. (1980), "Development of a quantitative method to predict critical shear stress and rate of erosion of natural undisturbed cohesive soils", Technical Report - US Army Engineer Waterways Experiment Station no. GL-80-5, p. 99.

Arulanandan, K. et Perry, E. B. (1983), "Erosion in relation to filter design criteria in earth dams", Journal of Geotechnical Engineering, vol. 109, no. 5, pp. 682-698.

ASTM D653, (2009) "Standard Terminology Relating to Soil, Rock, and Contained Fluids" Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, ASTM International, West Conshohocken, PA, pp. 1–40.

ASTM D698, (2007)e1, "Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft3(2,700 kN-m/m3))1" Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, ASTM International, West Conshohocken, PA, pp. 1–13.

ASTM D1557, (2009)e1, "Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft3 (600 kN-m/m3))" Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, ASTM International, West Conshohocken, PA, pp. 1–13.

ASTM D2487 (2011), "Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)" Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, ASTM International, West Conshohocken, PA, pp. 1–12.

ASTM D4221, (2011), "Standard Test Method for Dispersive Characteristics of Clay Soil by Double Hydrometer" Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, ASTM International, West Conshohocken, PA, pp. 1–4.

ASTM D4647, (2006)e1, “Standard Test Method for Identification and Classification of Dispersive Clay Soils by the Pinhole Test” Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, ASTM International, West Conshohocken, PA, pp. 1–11.

ASTM D5852 (2007)e1, “Standard Test Method for Erodibility Determination of Soil in the Field or in the Laboratory by the Jet Index Method” Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, ASTM International, West Conshohocken, PA, pp. 1–6.

ASTM D6572, (2006), “Standard Test Method for Determining Dispersive Characteristics of Clayey Soils by the Crumb Test” Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, ASTM International, West Conshohocken, PA, pp. 1–5.

ASTM STP623 (1976) “Dispersive Clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects” Editors: Sherard, J.L., Decker, R.S., ASTM International, pp. 495

Atmatzidis D.K. et Ferrin F.R. (1983) “Laboratory investigation of soil cutting with a water jet”, Second U.S. Water Jet Conference, Rolla, Missouri, pp.121-135

Béguin R. (2012) « Étude multi-échelle de l'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques en terre » Thèse de doctorat, Université de Grenoble, Grenoble, France

Benahmed, N., and Bonelli, S. (2007). “Etude expérimentale de l’érosion interne d’une kaolinite.” 25e rencontre de l’AUGC, Bordeaux, France.

Bendahmane, F. (2005). « Influence des interactions mécaniques eau-sol sur l’érosion interne », PhD Univ. Nantes, 153 pages

Bendahmane F., Marot D., Rosquoët F. and Alexis A. (2006) "Characterization of internal erosion in sand kaolin soils." European Journal of Environmental and Civil Engineering, V.10, n°4, 505-520.

Bendahmane, F., Marot, D., and Alexis, A. (2008). “Experimental Parametric Study of Suffusion and Backward Erosion.” J. Geotech. and Geoenviron. Eng., 134(1), 57–67.

Bertaina, G. (2009) « Mise en charge hydraulique de remblais d'infrastructures de transport – Rapport de synthese », Rapport de synthese de l'operation de recherche 11M053, CETE de Lyon, référence du dossier Dossier n°40200-1, pp. 155

Black, K.S., Tolhurst, T.J., Paterson, D.M., Hagerthey, S.E., 2002. Working with natural cohesive sediments. Journal of Hydraulic Engineering-ASCE 128 (1), 2–8

Blais, J-P. (2004), Typologie de l’érosion interne et érosion interne des digues fluviales, Une courte revue bibliographique, Colloque technique sur la sécurité des digues fluviales et denavigation, Orléans, pp. 65-70.

Blume, T., Weisbrod, N. and Selker, J. S. (2005) “On the critical salt concentrations for particle detachment in homogeneous sand and heterogeneous Hanford sediments.” Geoderma no 124, pp. 121-132.

Bollaert, E. (2002) “Transient water pressures in joints and formation of rock scour due to high-velocity jet impact.” Communication No. 13, Laboratory of Hydraulic Constructions, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, Lausanne, Switzerland.

Bonelli, S, Brivois, O, Borghi, R., and Benahmed, N. (2006). “On the modelling of piping erosion.” C.R. Mecanique, 344(8-9), 555–559.

Boussaid K., Ferber V., Garnier J., Thorel L. (2003) “Intermediate soils for physical modelling. ”, Geotch. Measurements and Modelling, Natau, Fecker & Pimentel Eds. Swets & Zeitlinger, Lisse, 435–440

Bradford, J. M. et Blanchar, R. W. (1999), "Mineralogy and water quality parameters in rill erosion of clay-sand mixtures", Soil Science Society of America Journal , vol. 63, no. 5, pp. 1300-1307.

Briaud, J.-L., Chen, H. C., Kwak, K., Han, S.-W. and Ting, F. (2001) “Multiflood and multilayer method for scour rate prediction at bridge piers.” J. Geotech. Geoenviron. Eng., 127(2), 105–113.

Briaud, J. L., 2007, “Case Histories in Soil and Rock Erosion:Woodrow Wilson Bridge, Brazos River Meander,Normandy Cliffs, and New Orleans Levees” Lecture: Ralph B. Peck Award Lecture: 2007 Ralph B. Peck Award Lecture, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 134, No. 10, October 2008, pp. 1424-1447

Briaud, J. L., 2008, “Case Histories in Soil and Rock Erosion: Woodrow Wilson Bridge, Brazos River Meander, Normandy Cliffs, and New Orleans Levees,” J. Geotech. Geoenviron. Eng., Vol. 134, No. 10, pp. 1424–1447.

Briaud, J. L., Bernhardt, M., Leclair, M., (2012). “The Pocket Erodometer Test: Development and Preliminary Results”, Geotech. Testing J, Vol. 35, No. 2, pp. 11

Bryan, R.B. (2000) “Soil erodibility and processes of water erosion on hillslope” Geomorphology, Vol. 32 pp.385–415

Cao, Y., Wang, J., Briaud, J. L., Chen, H. C., Li, Y., and Nurtjahyo, P. 2002 . “EFA tests, and the influence of various factors on the erod- ibility of cohesive soils.” Proc. 1st Int. Conf. on Scour of Founda- tions , Texas A&M University, College Station, Tex.

Carlson, E. J. and Enger, P. F., (1962). "Tractive Force Studies of Cohesive Soils for Design of Earth Canals," U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, Hydraulic Branch, Denver, Colo. Report No. Hyd-504,

Chapuis, R. P. (1986). “Use of rotational erosion device on cohesive soils.” Transportation Research Record, 1089, 23–28.

Chapuis, R. P., Gatien, T. (1986), “Improved rotating cylinder technique for quantitative measurements of the scour resistance of clays”, Canadian Geotechnical Journal, vol. 23, no. 1, pp. 83-87.

Charles, I., Herrier, G., Chevalier, C., (2012) « An experimental full-scale hydraulic earthen structure in lime treated soil » 6th International Conference on Scour and Erosion, Paris, France, No. 290 pp. 8.

Chevalier C., Reiffsteck P. (2009). Essais à l’Erodimètre à Jets Mobiles sur la levée de l’Authion, Rapport pour le PN ERINOH, 38 pages.

Chevalier, C., Lindner, A., Leroux, M. and Clément, E. (2009). “Morphodynamics during injection of air into a confined granular suspension.” Journal of Non Newtonian Fluid Mechanics Vol. 158, pp. 63-72

Chevalier, C., Haghighi, I., Pham, T.L., and Reiffsteck, P. (2010). “Two complementary tests for characterizing the soil erosion.” Fifth International Conference on Scour and Erosion, San Francisco.

Chien, N. and Wan, Z. (1998). “Mechanics of sediment transport”, ASCE, Reston, VA.

Craig, R.F. (2004) “Craig's Soil Mechanics”, CRC Press, 7th edition, 264 pages, London UK

Croad R. N. (1981) « Physics of erosion of cohesive soils » h.D. thesis, Thèse de doctorat Université d’Auckland, Auckland, New Zealand.

Dabbagh A.A., Gonzalez A.S., Pena A.S. (2002) “Soil erosion by a continuous water jet”, Soils and Foundation, Vol 42, No. 5, pp. 1-13

Darcy, H. (1856), « Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon », Dalmont, Paris

De Vries, G.; Koelewijn, A.R. & Hopman, V., 2010. (2010) “IJkdijk full scale underseepage erosion (piping) test: evaluation of innovative sensor technology.” 5th International Conference on Scour and Erosion, San Francisco, USA, pp. 649-657.

DelVecchio, J. R., and Moonen, H. F., (1980). Measurement of erosion resistance of selected soils in New York utilizing the jet erosion tool. Soil Conservation Service, Syracuse, NY.

Decker, R., S., Dunnigan, L., P. (1977) “Developement and use of the soil conservation service dispersion test, Dispersive clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects”, ASTM STP 623, J.L. Sherard and R. S. Decker, Eds., pp. 94-109.

Derjaguin, B. V., and Landau L. (1941). “Theory of the stability of strongly charged lyophobic sols and the adhesion of strongly charged particles in solutions of electrolytes” Acta Physico–chimica (URSS) 14, pp. 633–662

Dion R. (1934) “Le val de Loire, Etude de géographie régionale” Tours, Arrault, 752 p.

Dion R. (1961) “Histoire des levées de la Loire” Flammarion, Paris, 312 p.

Dunn, I.S., (1959). “Tractive resistance of cohesive channels,” Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 85 (SM 3), pp. 1 – 24.

Emerson, W.W. (1964). “A Classification of Soil Aggregates Based on Their Coherence in Water,” Australian Journal of Soil Research, Vol 2, pp. 211-217.

Fell R, Fry J-J (2007) “Internal Erosion of Dams and Their Foundations.” Taylor & Francis, London.

Foster, M. A. (1999). “The probability of failure of embankment dams by internal erosion and piping. PhD Thesis. School of Civil and Environmental Engineering”, The University of New South Wales, Sydney.

Foster M., Fell R., Spannagle M. (2000) “The statistics of embankment dam failures and accident” Canadian Geotechnical Journal, vol. 37, no5, pp. 1000-1024.

Fry, J.J., Degoutte, G., Goubet, A., (1997) “L’érosion interne : typologie, détection et réparation. ” Barrages & Réservoirs, n°6, 126.

Fry, J.J., Vogel, A., Royet, P., Courivaud, J.R, (2012) “Dam failures by erosion: lessons from ERINOH data bases” 6th International Conference on Scour and Erosion, Paris, France, No. 290 pp. 8.

Garcia-Bengochea, I., Lovell, C. W., and Altschaeffl, A. G. (1979) “Pore Distribution and Permeability of Silty Clays,” Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT7, pp. 839–856.

Garner, S.J., and Sobkowicz, J.C. (2002) “Internal Instability in Gap-Graded Cores and Filters”, Burnaby, British Columbia, Canada Thurber Engineering, Calgary, Alberta, Canada, Canadian Dam Association Annual Meeting, Victoria, BC, Canada

Gibbs, H. J. (1962). “A study of erosion and tractive force characteristics in relation to soil mechanics properties”. Soils Engineering Rep. No. EM-643, United States Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, Division of Engineering Laboratories, Denver, February 23,.

Goutx, D., Reinbold, D., Valette, JP., Maurin, J., Ferreira, P. (2011),When and how to decide the evacuation of a major city (like Orleans-France) before a major flood breaches the dikes, la Houille Blanche - Revue internationale de l eau, Vol. 3 pp. 29-35

Grabowski R. C. Droppo I. G. et Geraldene W. 2011. “Erodibility of cohesive sediment: The importance of sediment properties”. Earth-Science Reviews 105-3 : 101-120.

GTR (2000), « réalisation des remblais et des couches de forme », SETRA-LCPC, guide technique référence D 9924, pp. 211

Guidoux C., Faure Y.H., Beguin R., Ho C.C. (2010). “Contact Erosion at the Interface between Granular Coarse Soil and Various Base Soils under Tangential Flow Condition”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.136, No.5, pp.741 – 750.

Guiton, M. (1998). “Ruissellement et risque majeur, Phénomènes, exemples et gestion spatiale des crues.” Études et recherches des LPC Série Environnement et Génie Urbain EG13.

Haghighi, I. Chevalier, C., Reiffsteck, P., Guédon, S. (In Press, April 2012) “Improvement of Hole Erosion Test and Results on Reference Soils”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering

Haghighi, I., Chevalier, C., Reiffsteck, P, Durand, E. (prepared for submission to European Journal of Environmental and Civil Engineering) “Erodibility diagnostic of existing hydraulic earthworks by Mobile Jets Erosion Test” European Journal of Environmental and Civil Engineering

Haghighi, I., Martin, T., Chevalier, C., Reiffsteck P., (prepared for submission to Geotechnical Testing Journal) “An “Enhanced Crumb Test” for better characterizing water effects on soils” Geotechnical Testing Journal

Hanson, G. J., (1990). Surface erodibility of earthen channels at high stresses. Part II – Developing an in situ testing device. Transactions of the ASAE 33(1):132-137.

Hanson, G. J. (1991), “Development of a jet index to characterize erosion resistance of soils in earthen spillways”, Transactions of the ASAE, vol. 34, no. 5, pp. 2015-2020.

Hanson, G. J. (1992), “Erosion resistance of compacted soils”, Transportation Research Record 1369, pp. 16-30.

Hanson G.J., (1993). Soil erodibility testing, US Patent N° 5,243,850 5 pages.

Hanson G. J., Robinson K. M., (1993), "The influence of soil moisture and compact on spillway erosion", Transactions of the ASAE, vol. 36, no5, pp. 1349-1352

Hanson, G. J. Cook, K. R. (1997) "Development of excess shear stress parameters for circular jet testing." American Society of Agricultural Engineers International Meeting. Minneapolis, Minnesota., August 1997. ASAE Paper no. 972227. 21, St Joseph, Mississippi, USA.

Hanson, G. and Simon, A., 2001, "Erodibility of Cohesive Streambeds in the Loess Area of the Midwestern USA," Hydrol. Processes, Vol. 15, No. 1, pp. 23–38.

Hanson G. J., Cook K. R. (2004), "Apparatus, test procedures, and analytical methods to measure soil erodibility in-situ." Applied Engineering in Agriculture, A.S.A.E., Vol. 20 (4), 455-462.

Heinzen, R.T., Arulanandan, K., (1977). "Factors influencing dispersive clays and methods of identification", ASTM Special technical publication, Vol. 623, pp. 202- 217.

Heize, J. O. (1975). "Turbulence" New York, McGraw-Hill.

Hénensal P. (1983) « Recherches qui pourraient être entreprises en génie civil dans le domaine de l'érosion et de l'érodabilité hydrique des sols », Rapport interne LCPC, FAER 1.04.03.3, 21 pages

Hénensal P., Millon Devigne P., Duchatel F. (1985) « Première étude de faisabilité d'un érodimètre », Rapport interne LCPC, FAER 1.04.03.5, 15 pages

Hénensal, P. (1986), « L'érosion externe des sols par l'eau : Approche quantitative et mécanismes, » Rapport de recherche LPC, no. 138, 75 pages

Hénensal P., Millon Devigne P., Duchatel F. (1987) L'érodimètre LCPC, Rapport interne LCPC, FAER 1.04.03.7 , 21 pages

Hénensal P. (1988) « Hauteurs de floculats et précipités dans différents liquides, de sols argileux et d'argiles, variations et essais d'interprétation », Rapport interne LCPC, FAER 1.04.02.8 , 38 pages

Henensal P. Duchatel F. (1990). L'érodimètre à jets mobiles, Bull. Lab. Ponts et Chaussées, 167: 47-53

Henensal P. (1993). Lutte contre l'érosion avant, pendant et après les travaux Les protections végétales et structurelles des surfaces et des pentes, Études et recherches des LPC, Série Géotechnique GT54, 111 pages

Herrier, G., Chevalier, C., Froumentin, M., Cuisinier, O., Bonelli, S., Fry, J.J., (2012a) « Lime treated soil as an erosion-resistant material for hydraulic earthen structures » 6th International Conference on Scour and Erosion, Paris, France, No. 290 pp. 8.

Herrier, G., Berger, E., Bonelli, S., (2012b) "The Friant-Kern canal: a forgotten example of lime-treated structure in hydraulic conditions" 6th International Conference on Scour and Erosion, Paris, France, No. 290 pp. 8.

Hillel, D. (1980). "Fundamentals of Soil Physics", Academic Press, Inc., San Diego, CA.

Hjulström, F. (1935). "The morphological activity of rivers as illustrated by river Fyris." Bulletin of the Geological Institute Uppsala No. 25, Chapter 3, 221.

Ho, C. C. (2007), «The erosion behaviour of revetment using geotextile», Thèse de Doctorat, Thèse de doctorat, Université de Joseph Fourier, Grenoble, France.

Hoffmans, G. J. C. M., and Verheij, H. J. (1997). Scour manual, Balkema, Rotterdam, The Netherlands.

Hofland, B., Battjes, J. A., and Booij, R. (2005). "Measurement of fluctuating pressures on coarse bed material." J. Hydraul. Eng., 131(9), 770–781.

Hollick, M., (1976), Towards a routine test for assessment of the critical tractive forces of cohesive soils. Transactions of the ASAE Vol. 19, No. 6 pp.1076-1081.

Holmgren, G.G.S., Flanagan, C.P., (1977). "Factors affecting spontaneous dispersion of soil materials as evidenced by the crumb test." Sherard, J.L., Decker, R.S. (Eds.), Dispersive Clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects, ASTM STP623, pp. 218–239.

Houwing, E.J., et Van Rijn, L.C. (1998) "In Situ Erosion Flume (ISEF): determination of bed-shear stress and erosion of a kaolinite bed". Journal of Sea Research 39-3-4: 243-253.

Howard, A. K.; Bara, J. P. (1976) "Lime Stabilization on Friant-Kern Canal, U.S. Bureau of Reclamation", Report No. REC-ERC-76-20, Denver CO: 53 p.

ICOLD (1990). "Dispersive soils in embankment dams: review" Bulletin 77. International Commission on Large Dams

ICOLD, (1995) "Dam Failures, Statistical Analysis", Bulletin 99, International Commission on Large Dams, Paris, 73 pp.

Indraratna, B., Muttuvel, T. & Khabbaz, H. (2009) 'Modelling the erosion rate of chemically stabilized soil incorporating tensile force - deformation characteristics', Canadian Geotechnical Journal, vol. 46, no. 1, pp. 57-68.

Ingles, O. G., Lang, I. G., and Richards, B. G. (1968) “Pre-equilibrium Observations on the Reconstructed Flagstaff Gully Dam” Symposium on Earth and Rockfill Dams, Talwara (Punjab), India.

ISO (2002) ISO 14688-1 “Geotechnical investigation and testing, Identification and classification of soil, Part 1: Identification et description.”.

ISO (2004) ISO 14688-2 “Geotechnical investigation and testing, Identification and classification of soil, Part 2: Principles for a classification.”.

Jerez Loaiza, A. (2011) « Étude et suivi de l’érosion des sédiments en contexte immergé » Mémoire de fin d’études, Institut National des Sciences Appliquées, Rennes, France

Johnsen, Ø., Chevalier, C., Lindner, A., Toussaint, R., Clément, E., Maløy, K.J., Flekkøy, E.G. and Schmittbuhl J. (2008). “Decompaction and fluidization of a saturated and confined granular medium by injection of a viscous liquid or gas.” Physical Review E 78, 051302

Kandiah A., Arulanandan K. (1974) “Hydraulic erosion of cohesive soils”, Transport Research Records, N°497, pp.60-68

Kerenyi, K., Shan, H., Wagner, A. and Shen, J. (2011) “Scour in Cohesive Soils: Medium-term Report” Office of Infrastructure Research and Development, Federal Highway Administration, Georgetown Pike, McLean, Virginia, USA 33 pages

Khilar, K.C. and Fogler, H.S., 1984. “The existence of a critical salt concentration for particle release. J. Colloid” Interface Sci., 101: 214.

Khilar, K. C., Fogler, H. S., and Gray, D. H. (1985) “Model for Piping-Plugging in Earthern Structures,” Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 7, pp. 833–846.

Ladd, C. C., (1960). “Mechanisms of swelling by compacted clay.” H.R.B. Bulletin 27

Lajeunesse, E., Mangeney-Castelnau, A., and Vilotte, J. P., (2004). “Spreading of a granular mass on a horizontal plane.” Phys. Fluids, 16(7), 2371-2381.

Lane, E. W. (1935). “Security from underseepage: Masonary dams on earth foundations.” Trans. Am. Soc. Civ. Eng., 100, Paper No. 1919, 1235–1272.

Le Bourhis J.-P. (2007). “Du savoir cartographique au pouvoir bureaucratique : les cartes des zones inondables dans la politique des risques (1970-2000)”, Genèses, Vol. 3, No. 68, pp.75-96.

Le Pluart, L., (2002) « Nanocomposites, epoxyde, amine, montmorillonite : rôle des intéractions sur la formation, la morphologie aux différents niveaux d'échelle et les propriétés

mécaniques des réseaux », Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Lyon, France

Lim S., Khalili N. (2009) "An Improved Rotating Cylinder Test Design for Laboratory Measurement of Erosion in Clayey Soils" Geotechnical Testing Journal, vol. 32, n°3, pp. 232-238.

Lyle W.M. Smerdon E.T. (1965) "Relation of compaction and other properties to resistance of soils." Trans of the Amer Soc of Agric Engr 8(3), pp. 419-422

Machin J. (2000) "Recent research on cable jet burial", Marine Technology Society Journal, vol. 34,, No 3, pp. 5-10

Magnan, J.P. (2006), « Cours de mécanique des sols et des roches », École des Ponts ParisTech, Vol. 1 pp. 468

Marot, D., Regazzoni, P.L., Wahl, T. (2011). "Energy based method for providing soil surface erodibility rankings", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.137, No.12, pp.1290 – 1294.

Mazurek, K.A., Rajaratnam, N., and Sego, D. C. (2001). "Scour of cohesive soil by submerged vertical circular turbulent impinging jets." J. Hydraulic Engineering, Vol. 127, No.7, pp. 598-606.

Mazurek, K.A., Rajaratnam, N., and Sego, D. C. (2003). "Scour of a cohesive soil by submerged plane turbulent wall jets." J. Hydraulic Research, Vol. 41, No.2, pp.195-206

Mehta, A.J. (1991). "Characterization of cohesive soil bed surface erosion with special reference to the relationship between erosion shear strength and bed density." Rep. No. UFL/COEL/MP-91/4, Coastal and Oceanographic Engineering Dept., University of Florida, Gainesville, USA.

Mellor M. (1972) "Some general relationship for idealizes jet cutting", 1st int. Symp. On Jet Cutting Technology, Coventry, pp. A2-25-36

Middlebrooks T. A. (1953) "Earth-dam practice in the United States Transactions of A.S.C.E." vol. 118 paper n°2620, pp. 697-722.

Monnet, A. (1998). "Boulance, érosion interne, renard. Les instabilités sous écoulement." Revue Française de Géotechnique, 82, 3–10.

Moore, W. L., and Masch, F. D. (1961). "Experiment on the scour resistance of cohesive sediments, for presentation before the symposium on sedimentation", American Geophysical Union, Washington, D. C.

Moore, W. L., Masch, Jr., F. D. (1962). “Experiments on the scour resistance of cohesive sediments”. Jurn. Geophys. Res., 67(4), 1437–1449.

Moody, L. F. (1944). “Friction Factors for Pipe Flow,” ASME Trans., 66, 671–684.

NF P94-056 (1996). “Soil : investigation and testing. Granulometric analysis. Dry sieving method after washing.” Norme AFNOR, Recueil des Normes Géotechnique, Tome 1: Essais en laboratoire. pp. 1-16

NF P94-057 (1992). “Soils investingation and testing. Granulometric analysis. Hydrometer method.” Norme AFNOR, Recueil des Normes Géotechnique, Tome 1: Essais en laboratoire. pp. 1-20

Park, Y. (2003) “Investigation of the Ability of Filters to Stop Erosion Through Cracks in Dams”, PhD Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, USA, pp. 216

Partheniades, E., (1965). "Erosion and Deposition of Cohesive Soils," Proceedings, American Society of Civil Engineers, Vol. 91, No. HYl.

Paaswell, R.E. (1973). “Causes and mechanisms of cohesive soil erosion: the state of art.” Highway Research Board Special Report N. 135, pp 52-74

Pham, T. L., Chevalier C., Duc, M., Reiffsteck, P. et Guedon, S., (2008), “Development of a new test to characterize dispersion of soil, 4th International Conference on Scour and Erosion, Tokyo,

Pham T. L. (2008) « Erosion et dispersion des sols argileux par un fluide » Thèse de doctorat, E.N.P.C.-L.C.P.C., pp. 214.

Philip, J.R., (1957). “The theory of infiltration: 1 the infiltration equation and its solutions.” Soil Sci. Vol. 83, pp. 345-357.

Rallings, R. A. (1966) “An investigation into the causes of failure of farm dams in the brigalow belt of central Queensland” Bulletin 10, Water Research Foundation of Australia

Raudkivi, A. J. (1998). Loose boundary hydraulics, Balkema, Rotterdam, The Netherlands.

Reddi, L.N. and Bonala, M.V.S. (1997). “Critical shear stress and its relationship with cohesion for sand–kaolinite mixtures.” Canadian Geotechnical Journal, vol. 34: pp. 26–33.

Reddi, L. N., Lee, I., and Bonala, M. V. S. (2000). “Comparison of internal and surface erosion using flow pump test on a sand-Kaolin mixture.” Geotech. Test. J., 23(1), 116–122.

Regazzoni P.L. (2009). « Confrontation et analyse d'érodimètres et caractérisation de la sensibilité à l'érosion d'interface », Thèse de doctorat, Université de Nantes - Institut GeM UMR 6183, pp. 155.

Reiffsteck, P., and Nguyen Pham, P.T. (2005). "Influence de la répartition granulométrique sur le comportement mécanique d'un sol." 16th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Osaka, Balkema.

Reiffsteck, P., Pham, T. L., Vargas, Paihua R.S. (2006). "Comparative study of superficial and internal erosion tests." 3rd Int. Conf. Scour and Erosion, Amsterdam,

Reiffsteck P. (2007), « Caractéristiques mécaniques d'un sol hétérogène », Rapport interne, LCPC, 130 pages.

REMR (1985) "Water jet erodibility measurement device", Technical note GT-SE-1,2, 2 pages

Rockwell P.K. (1981) "Water jet trenching in submerged clays", First U.S. Water Jet Conference, Golden, Colorado. pp. 195-206

Sanchez R.L., Strutynsky A.I., Silver M.L.. (1983) "Evaluation of the erosion potential of embankment core materials using laboratory triaxial erosion test procedure", Tech Rep. GL-80-5 , U.S. Army Engineers, Waterways Experiment station, Viksburg, MS EU, 51 pages

Shaikh, A., Ruff, J. F., Charlie, W. A. et Abt, S. R. (1988), "Erosion rate of dispersive and non dispersive clays, Journal of Geotechnical Engineering", vol. 114, no. 5, pp. 589-600.

Shan, H. (2010) "Experimental study on incipient motion of non cohesive and cohesive sediment" , University of Nebraska, Lincoln, Nebraska, USA

Shan, H., Wagner, A., Kerenyi, K., Guo, J., and Xie, Z. (2011) "An Ex-situ Scour Testing Device for erosion research of cohesive soils." Proceedings of the engineering mechanics institute 2011 conference Wang, M., Bernal, D., Hajjar, J. and Cao, Y. Ed., Boston, MA, 1020-1027.

Sherard, J. L., Dunnigan, L. P. et Decker, R. S. (1976) "Identification and nature of dispersive soils", Journal of Geotechnical Engineering, vol. 102, no. 4, pp. 187-301.

Sherard, J. L., Dunnigan, L. P. et Decker, R. S. (1977) Some engineering problems with dispersive clays, Dispersive clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects, ASTM STP 623, J.L. Sherard and R. S. Decker, Eds., pp. 3-12.

Sherard, J. L., (1984) "Trends and Debatable Aspects in EmbankmentDam Engineering," International Water Power and Dam Construction, England, vol. 36, no. 12

Shields, A. (1936). Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. Mitteilungen der Preussiischen Versuchsanstalt fur Wasserbau und Schiffhau, Heft 26 : 5–24, traduit en anglais par Ott W.P. et van Uchelen J.C. : Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement, dans Hydrodynamics Laboratory Publication No. 167, Hydrodynamics Lab., California Institute of Technology, Pasadena

Skempton, A. W., and Brogan, J. M. (1994). "Experiments on piping in sandy gravels." Géotechnique, 44(3), 440–460.

Smerdon, E.T., et Beasley, R.P., (1959). "The tractive force theory applied to stability of open channels in cohesive soils." Research bull. 715, University of Missouri, College of agriculture, Agr. Exp. Station. Columbia

Soudain M. (2004). "Come rain, come shine" Geotechnics of transports, Ground engineering, pp. 14-15

Sundaram T.L., Liu H.L. (1978) "On the equivalence between stationary and non stationary modes of operation of water jets", 4st Int. Symp. On jet cutting technology, Canterbury, pp. F2-17-30.

Temam S., Grivel S. (2009). "De la carte outil à la carte source. représentation et gestion du fleuve Loire au 18e - 19e siècles" Bulletin 199, Cartes, Climats et Milieux, Article 6

Terzaghi, K. (1943), "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons, New York

Tockner K., Uehlinger U., Robinson, Christopher T. (2009). (2011) "Rivers of Europe." Academic Press Inc. p. 183.

Vaughan, P. R., and Soares, H. F. (1982). ''Design of filters for clay cores of dams.'' J. Geotech. Eng. Div., 108(1), 17–31.

Verwey, E. J. W. and Overbeek. J. T. G. (1948). "Theory of the stability of lyophobic colloids." Elsevier, Amsterdam, The Netherlands.

Volk, G. M., (1937). "Method of Determination of Degree of Dispersion of the Clay Fraction of Soils," Proceedings, Soil Science Society of America, Vol 2, pp. 561.

Wan, C.F., and Fell, R. (2002). "Investigation of internal erosion and piping of soils in embankment dams by the slot erosion test and the hole erosion test." UNICIV Report, no. R-412.

Wan, C.F., and Fell, R. (2004). "Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams." J. Geotech. Geoenv. Eng., 30(4), 373–380.

Warlouzel K. (1999) « Caractérisation et comportement des géotextiles pour la lutte contre l'érosion pluviale des sols : étude des mécanismes de protection et compatibilité avec la végétation », Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier Grenoble I, 210 pages

White F.M. (1999), "Fluid Mechanics", McGraw–Hill

Winterwerp, J.C., van Kesteren, W.G.M., (2004) "Introduction to the Physics of Cohesive Sediment in the Marine Environment." Elsevier, Amsterdam. pp. 576

Yang, S., Lacasse, S., and Sandven, R. (2005) Determination of the Transitional Fines Content of Mixtures of Sand and Non-plastic Fines, Geotech. Testing J., 29(2), 102-107

Annexe : Fiches des matériaux

SABLE FONTAINEBLEAU NE34

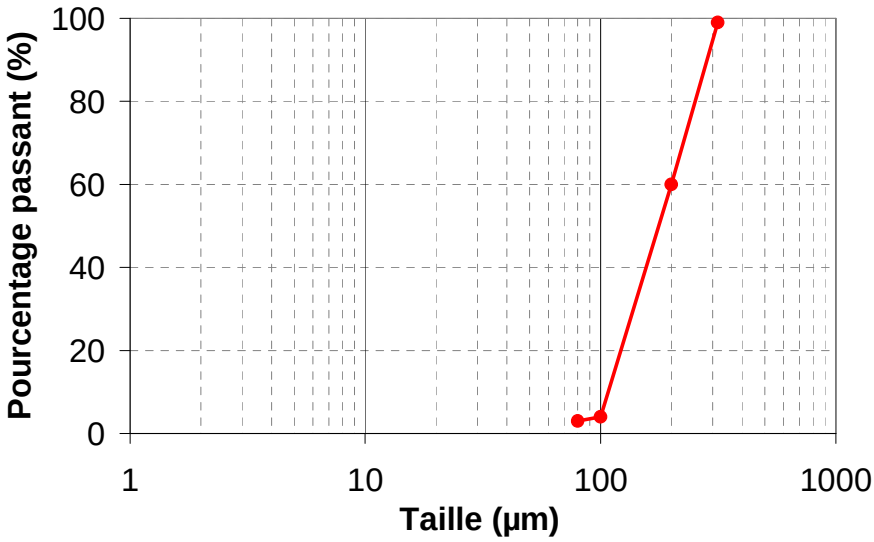
Fournisseur : société SIFRACO
Analyse chimique et physique :

Composition chimique (fournis par le fabricant)	Fraction
SiO_2	100 %
TiO_2	-
Al_2O_3	-
Fe_2O_3	-
MgO	-
CaO	-
Na_2O	-
K_2O	-

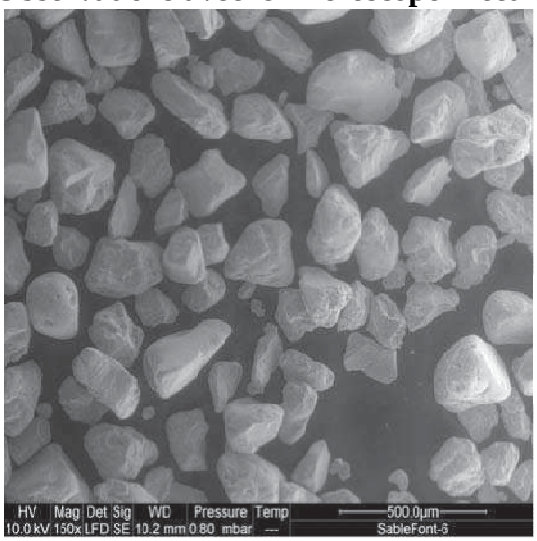
Caractéristiques physiques (fournis par le fabricant)	
pH	7
Surface spécifique	0,0155 m^2/g
Masse volumique	2,65 g/cm^3
Coefficient d'angularité	1,2

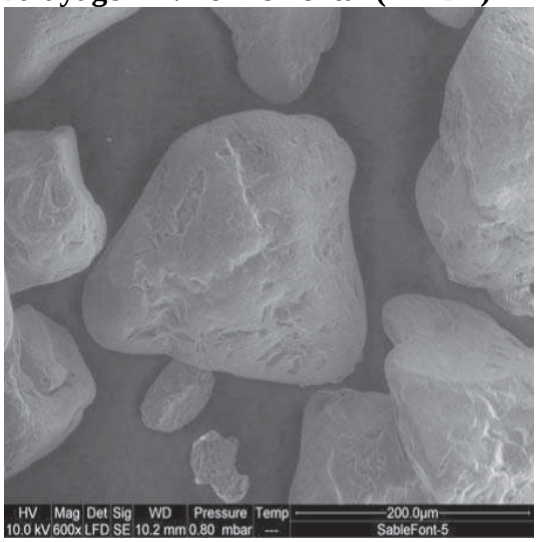
Analyse granulométrique :

- Les grains sont très fins, blancs et non anguleux (voir les images du MEB).



Observations avec le Microscope Electronique à Balayage Environnemental (MEBE)





KAOLINITE ARMORICAINE

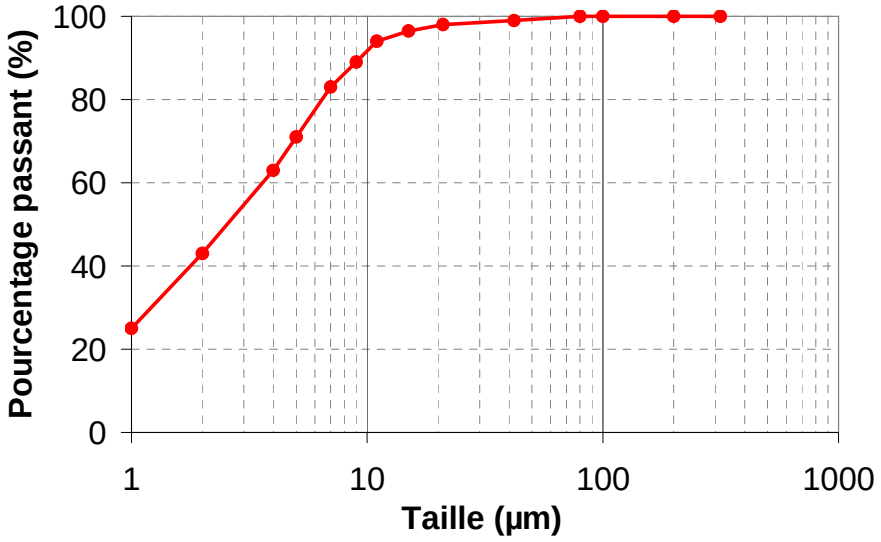
Fournisseur : société KAOLINIERE ARMORICAINE (SOKA)
Analyse chimique et physique :

Composition chimique (fournis par le fabricant)	Fraction
SiO_2	48 %
TiO_2	-
Al_2O_3	36 %
Fe_2O_3	tr
CaO	-
MgO	-
K_2O	2 %
Na_2O	-
Perte au feu	13 %

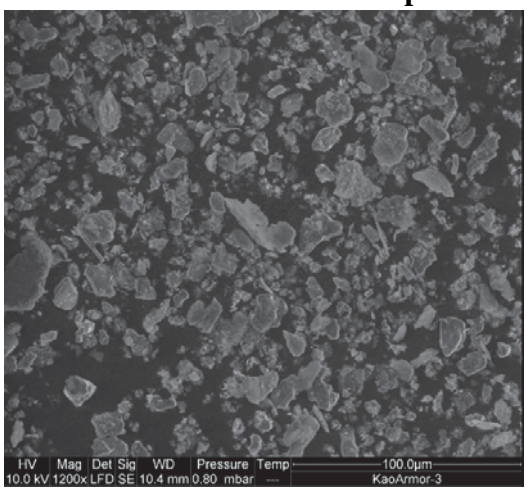
Caractéristiques physiques types (fournis par le fabricant)	
pH	6
Surface spécifique	9 m²/g
Masse volumique	2,6 g/cm
Capacité d'échange cationique	nd

Analyse granulométrique :

- Ce kaolin est essentiellement composé de kaolinite (83,6% estimé par ATG), d'un peu d'illite- muscovite et une très faible teneur de quartz.



Observations avec le Microscope Electronique à Balayage Environnemental (MEBE)



ILLITE ARVEL

Fournisseur : groupe Socodis

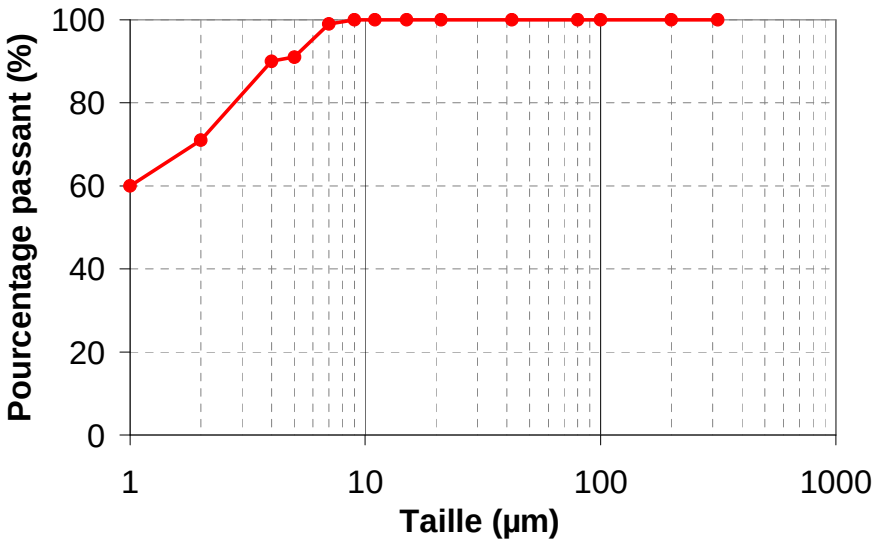
Analyse chimique et physique :

Composition chimique (fournis par le fabricant)	Fraction
SiO_2	46 %
TiO_2	1 %
Al_2O_3	21 %
Fe_2O_3	7 %
CaO	5 %
MgO	3 %
K_2O	6 %
Na_2O	-
Perte au feu	11 %

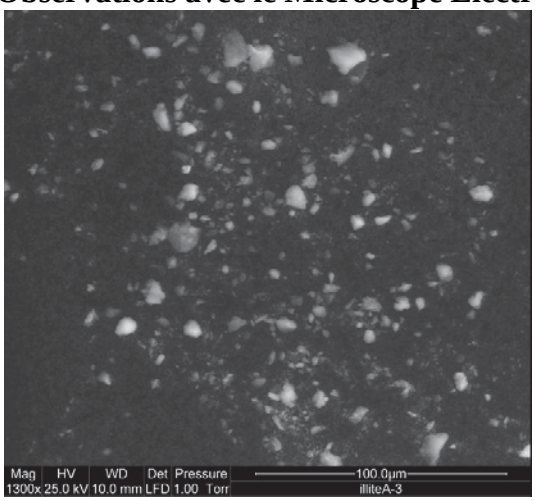
Caractéristiques physiques types (fournis par le fabricant)	
pH	7-8
Surface spécifique	110 m /g
Capacité d'échange cationique)	30 meq/100g
Masse volumique	nd

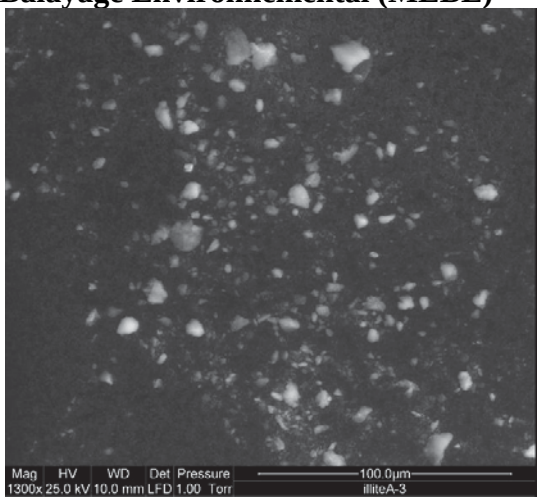
Analyse granulométrique :

- L'illite d'Arvel est majoritairement composée d'illite-muscovite et des traces de kaolinite.



Observations avec le Microscope Electronique à Balayage Environnemental (MEBE)





MONTMORILLONITE ARVEL

Fournisseur : groupe Socodis

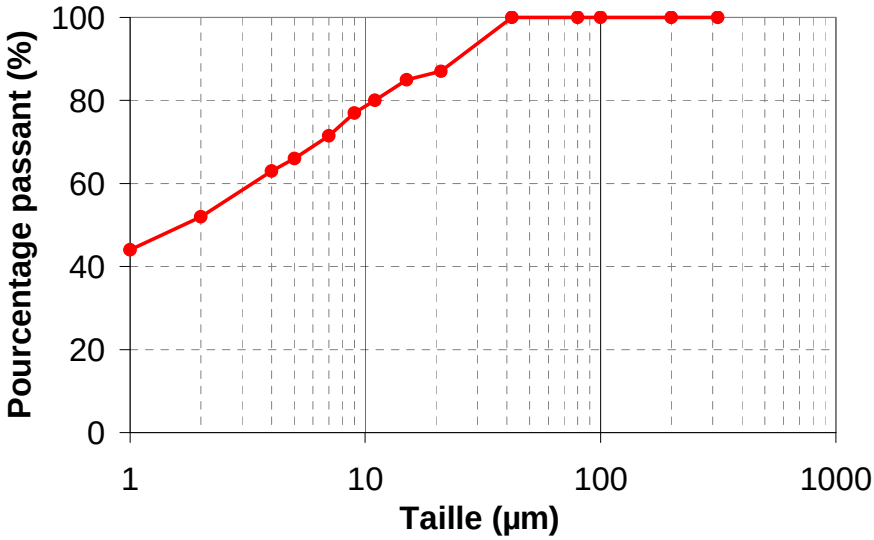
Analyse chimique et physique :

Composition chimique (fournis par le fabricant)	Fraction
SiO_2	57 %
TiO_2	-
Al_2O_3	18 %
Fe_2O_3	4 %
CaO	3 %
MgO	6 %
K_2O	1 %
Na_2O	-
Perte au feu	11 %

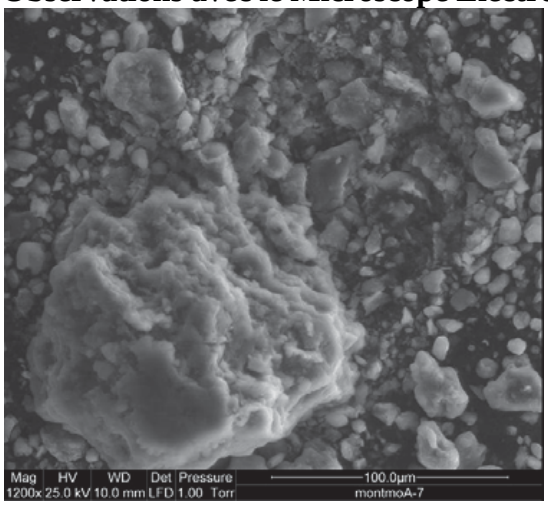
Caractéristiques physiques types (fournis par le fabricant)	
pH	7-8
Surface spécifique	250-400 m^2/g
Capacité d'échange cationique	70 meq/100g
Masse volumique	nd

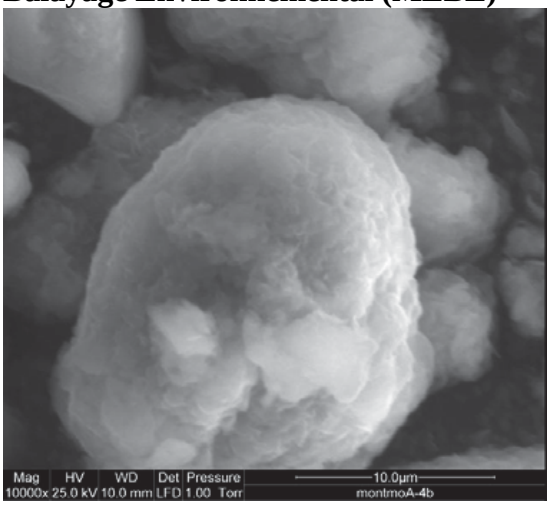
Analyse granulométrique :

- La montmorillonite d'Arvel présente des traces de palygorskite.



Observations avec le Microscope Electronique à Balayage Environnemental (MEBE)





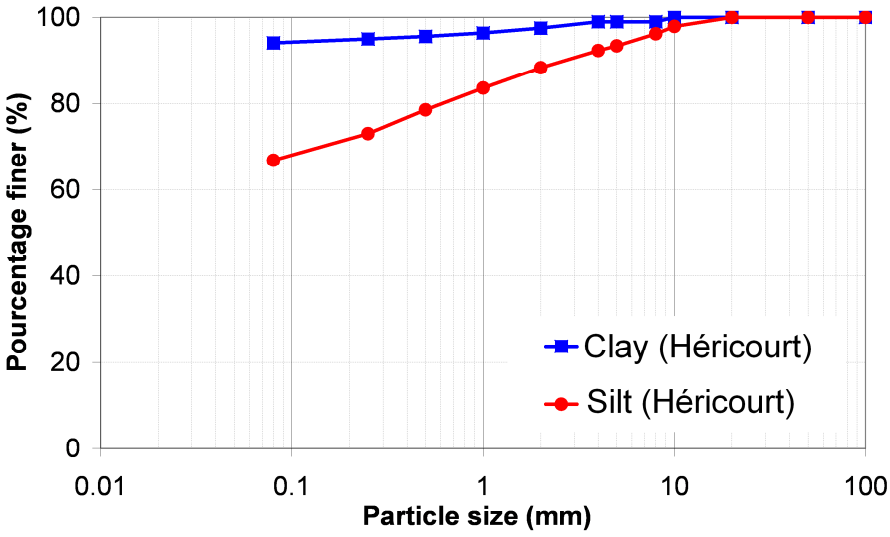
LIMON/ARGILE D'HÉRICOURT

Fournisseur : prélèvement sur site

Plasticité et valeur au bleu:

	Limon d'Héricourt	Argile d'Héricourt
w_L (%)	32,8	72,2
w_P (%)	21,6	35,4
I_P (%)	11,2	36,9
VBS	1,9	17,7

Analyse granulométrique :



Résumé : Les processus érosifs constituent la cause majeure des ruptures des ouvrages hydrauliques comme les digues ou les barrages en terre. Ils touchent également de nombreux ouvrages comme les remblais d'infrastructure de transport ou les fondations de piles de ponts. Les phénomènes d'érosion sont des processus complexes qui dépendent de multiples paramètres. Il est donc indispensable de les caractériser au travers d'essais dédiés. Deux mécanismes principaux d'érosion sont généralement distingués sur les ouvrages linéaires en terre : l'érosion interne et la surverse. La dispersivité du sol est également un facteur important dans ces processus. Le présent travail étudie ces phénomènes à l'aide de trois dispositifs expérimentaux : l'essai d'érosion de trou (HET « Hole Erosion Test ») qui étudie l'agrandissement d'un canal circulaire par analogie à l'érosion interne (érosion de conduit), l'érodimètre à jets mobiles (MoJET « Mobile Jets Erosion Test ») qui érode la surface du sol par des jets perpendiculaires avec des analogies à l'érosion de surface et l'essai d'émiettage amélioré (ECT « Enhanced Crumb Test ») qui évalue le potentiel de désagrégation d'une texture de sol en absence de sollicitation mécanique. Dans une première partie, nous nous sommes intéressés à développer et améliorer ces trois dispositifs expérimentaux, leur protocole d'essai ainsi que leur interprétation pour une application plus pertinente sur les ouvrages. Ainsi, pour le HET, une nouvelle méthode d'interprétation indépendante de l'hydraulique de l'écoulement est proposée. Le dispositif a également été adapté pour réaliser des essais sur des éprouvettes peu perturbées et les plages de sollicitations ont été étendues pour rendre l'essai à la fois applicable sur des sols très résistants et sur des sédiments très sensibles à l'érosion. Le dispositif de MoJET a été utilisé pour effectuer des campagnes d'essais sur ouvrages pilotes avec un mode opératoire révisé. Enfin, le dispositif d'essai d'émiettage a été amélioré pour effectuer un suivi temporel quantitatif de la désagrégation du sol dans l'eau et un protocole a été défini pour la réalisation d'essais sur les sols reconstitués ou prélevés. Dans une seconde partie, les différentes méthodes d'expérimentation ont été appliquées sur deux études pratiques. La première étude porte sur l'utilisation de chaux pour traiter les sols utilisés dans les ouvrages hydrauliques. Nous montrons au travers de campagnes d'essais en laboratoire et sur ouvrages pilotes que l'utilisation d'un tel traitement diminue considérablement la sensibilité à l'érosion des sols traités. La seconde étude porte sur l'influence de la salinité de l'eau (environnante ou constitutive du sol) sur les phénomènes d'érosion et de dispersion. L'utilisation des différents essais a permis de discuter l'influence de plusieurs paramètres et de caractériser le comportement des sols face aux différents aspects des processus érosifs.

Mots clés : Érosion, dispersion du sol, érodimètre à jet, essai d'érosion de trou, essai d'émiettage, ouvrages hydrauliques en terre.

Abstract : Erosion Erosion processes are the major cause of failures in hydraulic earthworks such as levees and earth dams. They affect as well many structures including transport infrastructure embankments or foundations of bridge piers. Erosion phenomena are complex processes depending on multiple parameters. It is therefore essential to characterize them through direct measurements. Two principal mechanisms of erosion are generally distinguished on earthworks: internal erosion and overtopping. Dispersivity of the soil is also an important factor in these processes. The present work studies these phenomena using three experimental devices: the Hole Erosion Test (HET), which examines the enlargement of a circular channel simulating internal erosion (piping), the Mobile Jets Erosion Test (MoJET) that erodes the by jets perpendicularly to soil surface by analogy to surface erosion and the Enhanced Crumb Test (ECT) which quantifies the disintegration potential of a soil texture in the absence of mechanical loads. In the first part, we were interested in developing and improving these three experimental devices, their testing protocol and interpretation methods for a more relevant application on earthworks. Thus, for the HET, a new interpretation method independent of the hydraulic flow is proposed. The device has also been adapted to perform tests on undisturbed soil samples and the ranges of stresses have been extended to make the test applicable from highly sensitive sediments to highly resistant soils. The MoJET device was used to perform series of tests on problematic earthworks with a revised procedure. At last, the Crumb Test has been enhanced to perform quantitative monitoring of disaggregation of soil specimens in water and a protocol has been defined for conducting tests on reconstituted or undisturbed soil specimens. In the second part, the different test methods were applied to two practical studies. The first study focuses on the application of lime treatment to hydraulic earthworks. It has been found through series of tests in the laboratory and on experimental earthworks that the application of such treatment technique reduces significantly the sensitivity to erosion of soils. The second study examined the influence of water salinity (pore water or eroding/permeant water) on erosion and dispersion. The use of different tests led to discuss the influence of several parameters and characterize the behavior of soils in various aspects of erosion processes.

Keywords: Erosion, Soil dispersion, Jet Erodometer, Hole Erosion Test, Crumb Test, Hydraulic earthworks.