



**HAL**  
open science

# Caractérisation de l'érosion des sols par le Jet Erosion Test

van Nghia Nguyen

► **To cite this version:**

van Nghia Nguyen. Caractérisation de l'érosion des sols par le Jet Erosion Test. Sciences de l'ingénieur [physics]. Ecole Centrale Paris, 2014. Français. NNT : 2014ECAP0043 . tel-01090339

**HAL Id: tel-01090339**

**<https://theses.hal.science/tel-01090339>**

Submitted on 3 Dec 2014

**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.



**ECOLE CENTRALE DES ARTS ET MANUFACTURES  
« ECOLE CENTRALE PARIS »**

**THESE**  
présentée par

**Van Nghia NGUYEN**

pour l'obtention du

**GRADE DE DOCTEUR**

**Spécialité : Hydraulique et Mécanique des Sols**

**Laboratoire d'accueil : Mécanique des Sols, Structures et Matériaux**

**CARACTERISATION DE L'EROSION DES SOLS  
PAR LE JET EROSION TEST**

**Soutenue le : 8 juillet 2014**

**Devant un jury composé de :**

<b>M. Said TAIBI</b>	<b>Rapporteur</b>
<b>M. Pierre-Yves HICHER</b>	<b>Rapporteur</b>
<b>Mme. Hanène SOULI</b>	<b>Examineur</b>
<b>M. Richard FABRE</b>	<b>Examineur</b>
<b>M. Jean-Robert COURIVAUD</b>	<b>Examineur</b>
<b>M. Jean-Marie FLEUREAU</b>	<b>Directeur de thèse</b>

**2014-ECAP0043**



## Remerciements

Je tiens à remercier profondément Monsieur Jean-Marie FLEUREAU, mon directeur de thèse qui m'a aidé, accompagné, donné de bons conseils par sa connaissance profonde et son attitude scientifique pendant trois ans de ce travail de thèse.

Ses connaissances et ses expertises scientifiques en théorie aussi en pratique, sa gentillesse m'ont permis de bien réaliser cet étude complexe concernant plusieurs disciplines. Son enthousiasme, son attitude sérieux, sa motivation de travail et son dévouement que j'ai appris m'ont encouragé à surpasser les difficultés de la recherche.

Je m'adresse ma profonde gratitude à Monsieur Pierre-Yves HICHER, professeur à l'Ecole Centrale de Nantes, à Monsieur Said TAIBI, professeur à l'Université du Harve, à Madame Hanène SOULI, maître de conférences à l'Ecole Nationale d'Ingénieurs de Saint Etienne, à Monsieur Richard FABRE, professeur à l'Université de Bordeaux 1, à Monsieur Jean-Robert COURIVAUD, Ingénieur R&D à l'EDF-CIH d'avoir accepté d'évaluer ce travail et d'être membres dans le jury de ma soutenance.

Ce travail n'aurait jamais abouti sans soutien financier. Je tiens donc à remercier chaleureusement le Gouvernement Vietnamien pour la bourse principale, et Gouvernement Français pour la couverture sociale.

J'aimerais spécialement m'adresser mes remerciements à mon équipe pour leur sympathie: Xin WEI, Zhongsen LI et surtout Kawsar NIOKANE qui m'avoit aidé à améliorer la langue française.

Je souhaite à remercier Monsieur Hachmi BEN DHIA, directeur du laboratoire MSSMat par son soutien moral, Monsieur Gilbert LE GAL par son aide en technique, les techniciens, les secrétaires du laboratoire MSSMat, tous les doctorants au MSSMat pour l'ambiance agréable qu'ils ont apportées.

Un merci sincère et respectueux à Mesdames Emmanuelle COPLO et Catherine LHOPITAL à l'Ecole Doctorale de l'ECP pour l'aide dans les démarches administratives.

Un grand merci chaleureux à mes amis vietnamiens en France: Mr. Thanh Quang TRAN, Mr. Trong Thanh NGUYEN, Mr. Long NGUYEN, Mr. Thanh Do VU, Mr. Truong Giang QUACH, Mme. Thi Vinh Ha DINH, Mlle. Hang Nga NGUYEN...pour leur aide et leur soutien.

En fin, mes chaleureuses pensées à ma famille, en particulier mes parents, ma femme Phuong Quynh VU et mon fils Tri Dung NGUYEN, mes petites sœurs et mes petits frères qui m'accompagnent par leur soutien et leur affection tout au long de mon séjour en France.





## Table des matières

<i>Résumé</i> .....	1
<i>Introduction</i> .....	3
<i>Chapitre 1: Etude bibliographique</i> .....	7
<i>1. Pathologies des ouvrages de retenue en terre et typologie de l'érosion</i> .....	7
<i>1.1 Typologie de l'érosion interne</i> .....	8
<i>1.1.1 Les phénomènes d'arrachement</i> .....	8
<i>1.1.2 Les phénomènes de transport</i> .....	13
<i>1.2 Typologie de l'érosion externe</i> .....	14
<i>2. Caractérisation du sol et de l'écoulement</i> .....	16
<i>2.1 Paramètres décrivant trois phases constitutives du sol</i> .....	16
<i>2.2 Analyse granulométrique</i> .....	18
<i>2.3 Limites d'Atterberg</i> .....	18
<i>2.4 Les paramètres du compactage</i> .....	19
<i>2.5 Charge hydraulique</i> .....	19
<i>2.6 Perméabilité</i> .....	21
<i>3. Dispositifs expérimentaux pour étudier l'érodabilité des sols</i> .....	21
<i>Essai d'érosion en canal ou « Hydraulic flume test »</i> .....	23
<i>Erosion Function Apparatus (EFA)</i> .....	24
<i>Essais d'érosion par cylindre tournant ou « Rotating Cylinder Test »</i> .....	25
<i>Essai d'érosion par jet d'eau ou « Jet Erosion Test »</i> .....	29
<i>Essai d'érodimètre à jets mobiles</i> .....	37
<i>Jet Erosion test horizontal ou « Horizontal wall jet »</i> .....	38
<i>Erosion de trou ou « Hole Erosion test » et Erosion de rainure ou « Slot Erosion test »</i> ..	39
<i>Essai d'érosion au triaxial ou « Triaxial Erosion test »</i> .....	43
<i>Essai d'érosion de contact</i> .....	44
<i>Conclusion</i> .....	45
<i>4. Influence des paramètres d'essai, des propriétés du sol cohésif</i> .....	45
<i>Pourcentage d'argile et limites d'Atterberg</i> .....	46
<i>Minéralogie de l'argile et type de sol</i> .....	47
<i>Effet de la dispersion</i> .....	47
<i>Propriétés chimiques de l'eau d'essai et de l'eau dans les pores</i> .....	47
<i>Effets de l'énergie de compactage, de la densité sèche et de la teneur en eau</i> .....	48

<i>Effet du degré de saturation</i> .....	51
<i>Effet de la désagrégation ou « Slaking »</i> .....	52
<i>Effet de la température</i> .....	53
<i>Effet de la vitesse de l'écoulement ou de la charge hydraulique appliquée</i> .....	53
<i>Effet de la profondeur d'immersion</i> .....	54
<i>Conclusion</i> .....	54
<i>5. Corrélations entre les paramètres d'érosion et les propriétés du sol</i> .....	55
<i>Vitesse de l'écoulement</i> .....	55
<i>Taille des particules</i> .....	56
<i>Limites d'Atterberg</i> .....	56
<i>Résistance au cisaillement du sol (soil shear strength)</i> .....	58
<i>Densité sèche du sol et autres paramètres géotechniques</i> .....	60
<i>Conclusion</i> .....	61
<i>6. Méthodes d'interprétation des essais d'érosion et calcul des paramètres</i> .....	61
<i>Méthode de Hanson</i> .....	61
<i>Méthode de Géophyconsult</i> .....	64
<i>Estimation de la contrainte de cisaillement critique à l'état d'équilibre</i> .....	64
<i>Estimation de la contrainte de cisaillement critique à partir du graphique du taux d'érosion</i> .....	65
<i>Modélisation de l'érosion</i> .....	65
<i>Conclusion</i> .....	66
<i>Chapitre 2: Matériaux et dispositifs expérimentaux utilisés</i> .....	67
<i>1. Caractérisation des matériaux</i> .....	67
<i>1.1. Origine des matériaux</i> .....	67
<i>1.2. Norme utilisée pour les essais d'identification</i> .....	68
<i>1.3 Résultats des essais d'identification du limon de Camargue</i> .....	68
<i>1.4 Résultats des essais d'identification du Sable d'Hostun RF et du Kaolin P300</i> .....	70
<i>1.5 Résultats des essais oedométriques</i> .....	73
<i>2. Essai de Jet Erosion Test (JET)</i> .....	75
<i>2.1 Contexte</i> .....	75
<i>2.2 Description de l'appareil de jet</i> .....	78
<i>2.3 Améliorations apportées au dispositif expérimental et à la procédure</i> .....	82
<i>2.4 Préparation de l'échantillon et démarche de l'essai</i> .....	84

3. Essai d'infiltration.....	87
4. Mesures de la teneur en eau du limon après un essai d'infiltration.....	88
5. Essai pénétrométrique.....	88
Chapitre 3: Etude de l'infiltration de l'eau et résultats des essais pénétrométriques.....	91
1. Introduction.....	91
2. Etude de l'infiltration et de la pénétration de l'eau.....	91
2.1 Résultats des essais d'infiltration avec mesure du débit.....	91
2.2 Résultats des mesures de la teneur en eau du limon après un essai d'infiltration.....	95
3. Résultats des essais pénétrométriques.....	101
3.1 Choix d'une valeur représentante de la résistance à la pénétration.....	102
3.2. Résultats obtenus.....	103
4. Conclusion.....	119
Chapitre 4: Influence des propriétés géotechniques sur les paramètres d'érosion.....	121
1. Introduction.....	121
2. Influence de la densité sèche et de la teneur en eau pour des points situés sur la courbe de compactage.....	131
3. Influence de la densité sèche de compactage à teneur en eau constante.....	132
4. Influence de la teneur en eau de compactage, à densité sèche constante.....	142
5. Influence du degré de saturation à différentes densités sèches constantes.....	147
6. Relation entre les paramètres d'érosion.....	149
7. Conclusion.....	151
Chapitre 5: Etude paramétrique de l'influence des paramètres d'essai sur le phénomène d'érosion.....	153
1. Introduction.....	153
2. Reproductibilité des essais.....	154
3. Influence de la durée d'application du jet.....	155
4. Influence du mode de compactage.....	156
5. Influence de l'état de surface de l'échantillon.....	159
6. Influence du temps d'immersion préalable ( $t_{immersion}$ ).....	163
7. Influence de la charge hydraulique appliquée sur le jet ( $h_1$ ).....	172
8. Influence de la profondeur d'immersion ( $h_2$ ) et de la distance entre l'orifice du jet et la surface de l'échantillon ( $h_3$ ).....	177
8.1. Influence de $h_2$ ( $h_3 = constante$ ).....	177
8.2. Influence de $h_3$ .....	178

9. Conclusion .....	189
Chapitre 6: Corrélations entre les paramètre d'érosion et des propriétés géotechniques du sol .....	191
1. Introduction.....	191
2. Méthodes de détermination des paramètres d'érosion : limites et améliorations apportées.....	192
3. Comparaison entre les résultats du jet et ceux des essais pénétrométriques .....	199
3.1. Effet de la densité sèche initiale ( $\rho_d$ ) .....	199
3.2. Effet de la teneur en eau initiale ( $w$ ) .....	199
3.3 Influence du degré de saturation ( $S_r$ ).....	200
3.4 Influence du temps d'immersion préalable.....	200
4. Corrélations entre les paramètres d'érodabilité, les propriétés géotechniques du sol et les paramètres d'essai .....	201
5. Conclusion .....	207
Conclusion générale.....	209
Perspectives .....	213
ANNEXE A.....	215
ANNEXE B.....	223
ANNEXE C.....	273
Références bibliographiques.....	359

# Résumé

## **Titre: Caractérisation de l'érosion des sols par le Jet Erosion Test**

Le contrôle de la sûreté des ouvrages hydrauliques est l'une des grandes priorités dans le domaine du génie civil et de l'ingénierie hydraulique. Durant sa vie, un ouvrage est soumis à des sollicitations variables hydromécaniques, physicochimiques et climatiques qui contribuent à son éventuelle détérioration. Parmi les phénomènes qui en résultent, l'érosion des sols sous toutes ses formes représente un enjeu majeur à comprendre, maîtriser et empêcher.

L'objectif de ce travail est d'étudier l'érosion des sols par le Jet Erosion Test. La première partie est consacrée à la description des dispositifs expérimentaux, surtout le Jet Erosion Test (JET) développé à l'Ecole Centrale Paris permettant de mesurer directement quelques paramètres d'érosion. A partir des résultats du JET, à l'aide d'une loi d'érosion empirique, nous déduisons la contrainte de cisaillement critique, le coefficient d'érosion, la profondeur d'érosion d'équilibre. La deuxième partie du travail est consacrée à l'étude de l'influence des paramètres de compactage sur l'infiltration de l'eau et la résistance du sol, en utilisant le pénétromètre. Dans les troisième et quatrième parties, nous étudions l'influence des propriétés géotechniques du sol et celle des paramètres d'essai sur les paramètres d'érosion du sol. Les résultats obtenus montrent que les paramètres d'érosion sont influencés non seulement par les propriétés géotechniques du sol mais aussi par les paramètres d'essai.

La dernière partie présente la synthèse entre les résultats des essais de pénétromètre et ceux des essais de JET, et tente de relier les paramètres d'érosion avec les propriétés géotechniques du sol.

### **Mots clés:**

Jet Erosion Test, paramètres d'érosion, contrainte de cisaillement, coefficient d'érosion, loi d'érosion, pénétromètre, infiltration



## Introduction

L'érosion du sol par l'eau est un grand problème pour les ingénieurs. Le phénomène d'érosion se produit autour, à l'aval, à l'intérieur ou à la surface des ouvrages hydrauliques, autour des piliers de pont, dans les canaux,... Il conduit à la perte du sol dans la vallée, la vulnérabilité ou même la destruction des digues contre les inondations, des levées, des barrages et des constructions hydrauliques en terre. Ainsi, le contrôle de la sûreté des ouvrages hydrauliques est l'une des grandes priorités dans le domaine du génie civil et de l'ingénierie hydraulique. En fait, durant sa vie, un ouvrage est soumis à des sollicitations variables, hydromécaniques, physicochimiques et climatiques qui contribuent à son éventuelle détérioration. Parmi les phénomènes qui en résultent, l'érosion des sols sous toutes ses formes représente un enjeu majeur à comprendre, maîtriser et empêcher.

Jusqu'à présent, de nombreux travaux ont été réalisés pour étudier le phénomène d'érosion, mais il existe beaucoup de questions qui restent posées. On peut modéliser l'érosion en utilisant la relation empirique suivante:

$$dJ/dt = k_D(\tau_e - \tau_c) \text{ ou } \dot{\epsilon} = k_D(\tau_e - \tau_c); (1)$$

où

- + J représente la profondeur maximum du cône d'érosion sous le jet (cm),
- +  $dJ/dt$ , le taux d'érosion (cm/s),
- +  $k_D$ , le coefficient d'érosion ( $\text{cm}^3/\text{N}\cdot\text{s}$ ),
- +  $\tau_e$ , la contrainte de cisaillement effective à l'interface eau-sol (Pa),
- +  $\tau_c$ , la contrainte seuil du sol ( $\text{N}/\text{m}^2$ ).

L'érosion ne se produit que quand la contrainte de cisaillement effective est supérieure à la contrainte de cisaillement critique. Néanmoins, de nombreuses questions restent posées quant à l'utilisation de cette relation, par exemple:

- +  $k_D$  et  $\tau_c$  sont-ils indépendants du type d'essai, des paramètres d'essais, de la succion du sol ?
- + Comment déterminer de façon fiable la contrainte réelle de cisaillement?
- + Comment prédire si un sol donné sera érodable ou non?
- + Quels sont les mécanismes mis en jeu dans l'érosion des sols ?

De façon plus fondamentale, on peut se demander si cette relation représente bien les phénomènes et quels sont les mécanismes mis en jeu dans l'érosion des sols. En dépit des recherches entreprises jusqu'à présent, cette question reste en grande partie sans réponse.



### **L'objectif de notre travail est:**

- de contribuer à la compréhension des phénomènes mis en jeu et aussi des mécanismes d'érosion,
- d'étudier de façon systématique l'influence des paramètres d'essai (pression de l'eau, état de surface de l'échantillon, mode de compactage, profondeur d'immersion de l'échantillon,...),
- d'améliorer le suivi des essais en mesurant de façon systématique les paramètres importants (la teneur en eau, le degré de saturation, la densité sèche initiale, etc.); les données ainsi recueillies sont destinées à tester la validité de la loi d'érosion mais aussi, dans une étape ultérieure, à servir à la validation des modèles de calcul,
- de tenter de relier les paramètres d'érodabilité aux propriétés géotechniques du sol,
- de proposer une nouvelle méthode pour estimer les paramètres d'érosion qui soit mieux adaptée à la courbe d'érosion expérimentale.

### **Organisation de la thèse**

Cette thèse est organisée en 6 chapitres principaux, non compris l'introduction, la conclusion et les perspectives :

Le premier chapitre est consacré à l'étude bibliographique, et regroupe les pathologies d'ouvrages de retenue en terre et la typologie de l'érosion, la caractérisation du sol et de l'écoulement sur la surface de sol, les dispositifs expérimentaux existants pour étudier l'érodabilité des sols, l'influence des paramètres d'essai et des propriétés du sol, des corrélations existantes entre les paramètres d'érosion et les propriétés du sol et des méthodes d'interprétation des essais d'érosion et de calcul des paramètres d'érosion. Les informations contenues dans ce chapitre nous fournissent des pistes dans les parties suivantes de ce travail.

Le deuxième chapitre décrit le dispositif de Jet Erosion Test développé à l'Ecole Centrale Paris et les améliorations apportées par rapport au dispositif classique de G. Hanson. Dans ce chapitre, nous présentons les propriétés des matériaux utilisés dans notre travail, et nous indiquons la façon de déterminer la charge hydraulique réelle.

Le troisième chapitre est consacré à l'étude de l'influence de différents paramètres sur l'infiltration de l'eau dans le sol. Des essais pénétrométriques ont également été réalisés pour mieux comprendre le phénomène d'érosion par le jet qui sera présenté dans les chapitres 4 et 5.

Le chapitre 4 présente l'étude de l'influence des propriétés géotechniques du sol comme la densité sèche, la teneur en eau initiale, le degré de saturation, sur les paramètres

d'érosion (la contrainte de cisaillement critique, le taux d'érosion et la profondeur d'érosion d'équilibre).

Dans le chapitre 5, nous étudions l'influence des paramètres d'essai sur l'érosion, notamment les paramètres hydrauliques, le mode de compactage, l'état de surface de l'échantillon et le temps d'immersion préalable de l'échantillon dans l'eau.

Le dernier chapitre est consacré à la comparaison des résultats obtenus à partir des essais de JET avec ceux des essais pénétrométriques, ainsi qu'à établir des relations empiriques entre les paramètres d'érosion et les propriétés géotechniques du sol et les paramètres d'essai.



# Chapitre 1: Etude bibliographique

L'objectif de ce chapitre est d'arriver à une meilleure compréhension des phénomènes d'érosion dans les ouvrages hydrauliques en terre. Nous présentons d'abord une synthèse des analyses de pathologie d'ouvrages et de typologie de l'érosion. Nous présentons ensuite quelques résultats des travaux précédents qui ont étudié l'influence des paramètres d'essai, des propriétés géotechniques du sol sur l'érosion du sol. Par la suite, nous présentons les méthodes de calcul et les techniques expérimentales développées récemment pour étudier l'érosion du sol.

## 1. Pathologies des ouvrages de retenue en terre et typologie de l'érosion

Une des principales causes de rupture des ouvrages hydrauliques en terre est l'érosion interne (à l'intérieur d'un ouvrage lui-même ou dans la fondation de l'ouvrage) et l'érosion externe ou de surface. Selon Fry (2012), la France a près de 7000 km de digues de protection contre les crues, 8000 km de digues de canaux de navigation, 1000 km de canaux hydroélectriques, un certain nombre de petits barrages ayant une hauteur inférieure à 15 mètres et environ 600 grands barrages ayant une hauteur de plusieurs dizaines de mètres. La majorité de ces ouvrages hydrauliques est âgée de plus d'un siècle et nombre de barrages sont âgés de plus d'un demi-siècle. Ils ont été construits avec les matériaux naturels du site de construction. Ce sont des ouvrages soit homogènes, soit ayant un noyau central étanche. Ces ouvrages sont des ouvrages de génie-civil qui ont pour objet de retenir de l'eau, de stocker ou de transporter de l'eau, de lutter contre les inondations.

On a constaté plusieurs ruptures d'ouvrages hydrauliques causées par l'érosion qui ont provoqué beaucoup de dégâts humains et matériels telles que : la rupture du barrage de Teton (1976) et la brèche du Virdourle (2002) - cités par Mercier (2013), la surverse des digues causée par la tempête Katrina en septembre 2005, la surverse et destruction de dizaine kilomètres de digue à Hai Phong et Nam Dinh au Viet Nam en 2005 causées par la tempête Damrey.

A côté des raisons extérieures telles que les tempêtes ou les tremblements de terre, il y a des raisons dans l'ouvrage lui-même qui diminuent la résistance mécanique des matériaux telles que: l'absence de déversoir pour laisser passer l'eau des crues, l'absence de noyau étanche qui conduit à une destruction rapide de l'ouvrage, des défauts de construction qui conduisent à une hétérogénéité du matériau d'ouvrage, un mauvais compactage dans les zones adjacentes (entre l'ouvrage et la fondation, entre le matériau d'ouvrage et les structures dures à l'intérieur,...), l'absence ou l'inadéquation du filtre, l'utilisation de matériaux dispersifs (argiles, limons, sables). Ils sont l'une des origines du phénomène d'érosion.

Par ailleurs, l'érosion peut être engendrée par l'augmentation de la perméabilité locale de la structure qui est due aux problèmes tels que: une étanchéité inadéquate (mauvais choix des matériaux ou mauvaise liaison avec les contours), une étanchéité endommagée (tassement différentiel, fracturation hydraulique), l'existence d'un chemin privilégié pour l'écoulement de l'eau (fissures préexistantes, défauts géologiques).

L'objectif d'un ouvrage hydraulique est de répondre à deux fonctions principales: l'imperméabilité de la structure et la résistance mécanique (la stabilité). Donc, les deux conditions qui assurent le bon fonctionnement d'un ouvrage hydraulique sont interdépendantes. C'est pour cela que, si l'étanchéité de l'ouvrage est perdue, implicitement la résistance mécanique est aussi affectée puisque l'augmentation de la perméabilité locale conduit à la dégradation de la structure.

Une étude statistique réalisée par Royet (2005) sur les barrages et les digues en terre en France a montré que les causes principales de la rupture des ouvrages hydraulique sont le mauvais compactage, l'hétérogénéité du sol et le gradient hydraulique. D'autre part, selon l'Association of State Dam Safety Officials (ASDSO, 2009), il y a 30% de ruptures causées par l'érosion interne (piping), 34% causées par l'érosion externe (overtopping).



Erosion externe (ASDSO, 2009)



Erosion interne, Barrage Loveton-1989 (ASDSO, 2009)

*Figure 1.1: Photo des phénomènes d'érosion interne et externe*

L'érosion des sols peut se déclencher et se développer de différentes manières, donc une étude plus détaillée et précise des phénomènes d'érosion qui conduisent à la rupture d'ouvrages en terre soumis à une charge hydraulique est nécessaire. A présent, on peut seulement classer l'érosion en deux types principaux: l'érosion interne et l'érosion externe.

### **1.1 Typologie de l'érosion interne**

L'érosion interne se produit et se développe si elle combine deux conditions nécessaires : l'arrachement des particules et leur transport par l'eau en mouvement.

Selon Blais (2005), il y a huit phénomènes qui peuvent être initiateurs de l'érosion interne et qui se développent selon deux types de mécanismes différents.

#### *1.1.1 Les phénomènes d'arrachement*

Les phénomènes d'arrachement sont ceux où les particules ou agrégats perdent leur liaison avec les autres sous l'action d'une force hydraulique ou d'une réaction chimique. Il s'agit de : la boullance, la suffusion, l'érosion régressive, le débouillage, la dissolution, la dispersion, l'entraînement et l'exsolution (figure 1.2).

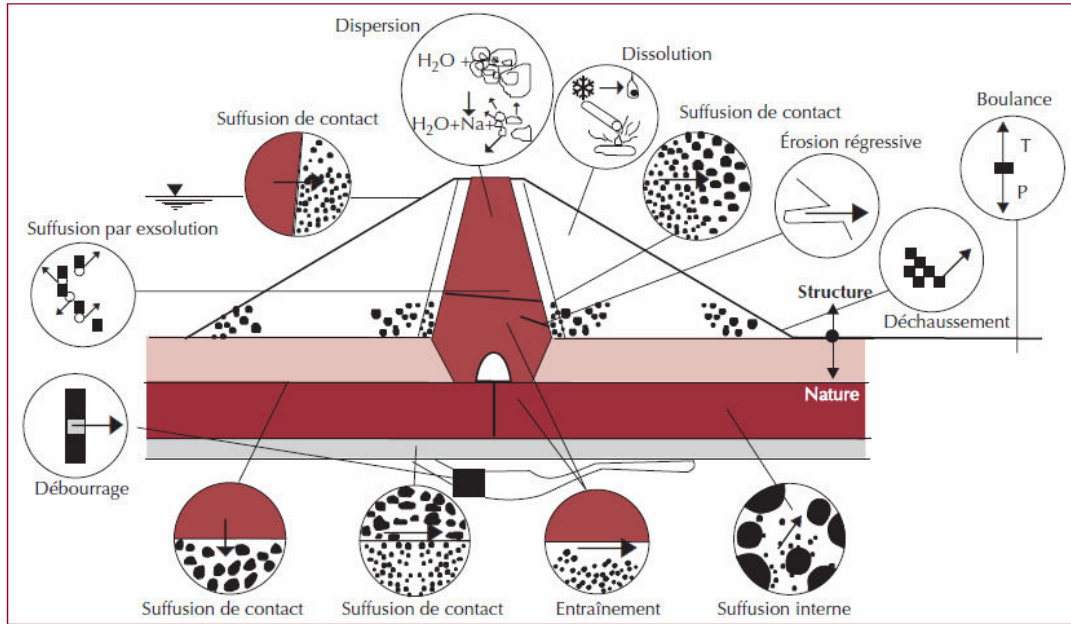
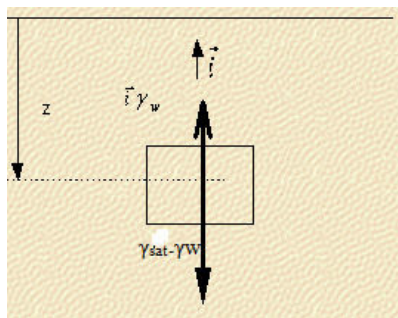


Figure 1.2: Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion interne dans un barrage (Adapté de Schuler et Brauns 1996, cité par Blais, 2005)

### La boullance:

La boullance ou l'annulation de la contrainte par le gradient hydraulique est l'état d'un volume de sol dans lequel les grains flottent dans une phase liquide continue (figure 1.3) sous l'action d'une pression d'eau qui annule la contrainte effective de sol. Ce phénomène se produit de temps en temps à l'aval de l'ouvrage ou juste au pied du talus.

En général, ce phénomène se produit lorsque le gradient hydraulique issu d'un écoulement d'eau est vertical ascendant et produit une force supérieure au poids déjaugé des particules:



$$i \geq i_{\text{critique}} = \frac{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (2);$$

ici:  $i$  est le gradient hydraulique,  $i_{\text{critique}}$  est le gradient critique,  $\gamma_{\text{sat}}$  est le poids volumique saturé du sol,  $\gamma_w$  est le poids volumique de l'eau.

Figure 1.3: Phénomène de boullance

### La suffusion:

La suffusion est un phénomène de mouvement des grains de petite taille à travers le squelette constitutif d'un sol ou à travers les pores compris entre les grandes particules. Ce

phénomène se produit lorsque la vitesse locale ou le gradient local dépasse une certaine limite. Il en résulte qu'il apparaît une redistribution des fines dans le sol (figure 1.4).

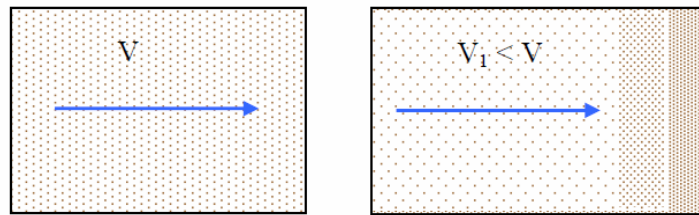


Figure 1.4: Phénomène suffusion (Pham, 2008)

Selon Blais (2005), on a trois types de suffusion: la suffusion interne, la suffusion de contact et la suffusion externe.

- La suffusion interne, appelée suffusion volumique, se développe au sein d'une masse de sol dont la granulométrie n'assure pas l'autofiltration. Ce phénomène se rencontre notamment au sein d'arènes granitiques ou dans les remblais morainiques.

- La suffusion surfacique, ou la suffusion de contact, se développe à l'interface d'un matériau grossier et d'un matériau fin sous l'action d'un écoulement parallèle ou perpendiculaire à l'interface. Ce phénomène est fréquent dans les fondations alluviales, soit à l'interface de l'ouvrage et de la fondation, soit au contact des structures à l'intérieur d'un ouvrage et des matériaux contours, soit au contact entre un limon et un gravier superposés dans la fondation.

- La suffusion externe se développe à l'interface d'un matériau et de la rivière ou à l'air libre par un écoulement parallèle, perpendiculaire ou incliné par rapport à l'interface.

### L'érosion régressive:

L'érosion régressive est le phénomène d'arrachement des particules de sol une à une par la pression de l'eau. Ce phénomène se produit en un point à l'aval et se propage ensuite vers l'amont. Lorsque ce processus apparaît, il se forme un renard hydraulique à l'intérieur de l'ouvrage (figure 1.5).

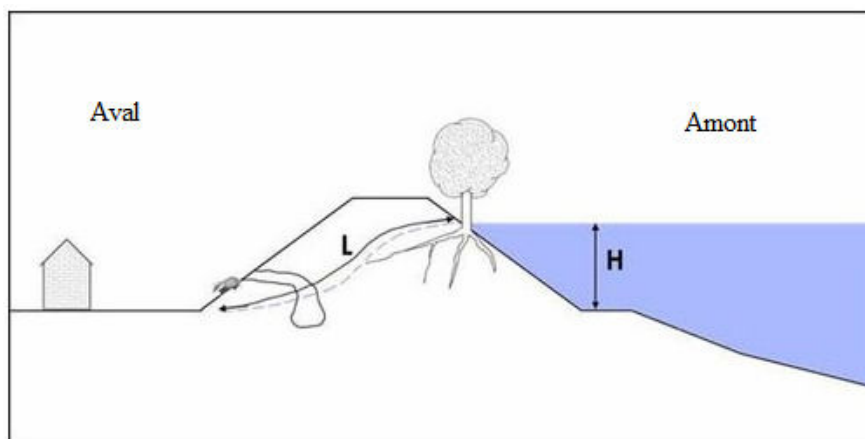


Figure 1.5: Phénomène d'érosion régressive (DREAL centre, 2010)

On peut distinguer deux types d'érosion régressive: le déchaussement et l'érosion régressive par conduits.

- Le déchaussement : Ce phénomène se produit en pied de pente, où les forces liées à l'écoulement résurgent provoquent la déstabilisation de matériaux qui forment le squelette du sol. Ces matériaux sont progressivement évacués par l'écoulement. Cela fait augmenter le gradient hydraulique (diminution du chemin hydraulique) et, par conséquent, déstabilise le remblai.

- L'érosion régressive par conduits : Un ou plusieurs conduits se développent depuis l'aval et progressent vers l'amont (figure 1.6).

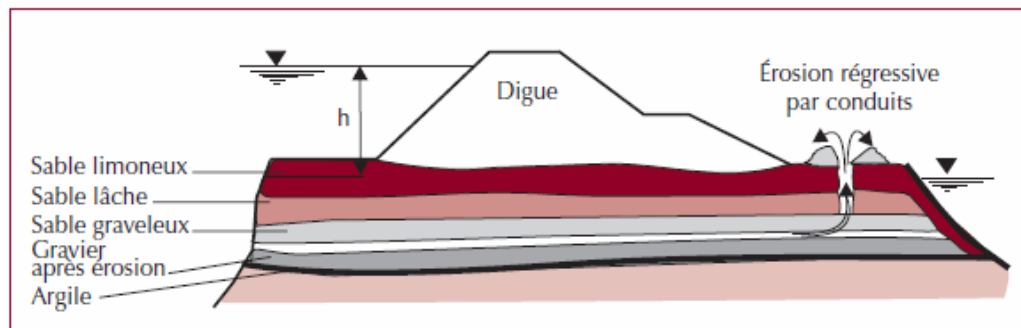


Figure 1.6: Mécanisme d'érosion des digues du Danube d'après Peter (1974, cité par Blais, 2005)

### Le déboufrage:

Les débouffrages correspondent à l'entraînement gravitaire ou à l'arrachement brutal d'un volume de sol. Il s'agit de déséquilibre d'un volume de sol sous l'action de la poussée de l'eau que la résistance au cisaillement autour du volume ne parvient plus à compenser. Il se produit lorsqu'une fissure rocheuse ou un conduit karstique est rempli de matériaux argileux et que la force causée par l'eau provoque le déplacement d'ensemble du matériau vers l'aval. Il en résulte que ce phénomène conduit à une cavité ou un élargissement du conduit et l'eau s'écoule librement (figure 1.7).

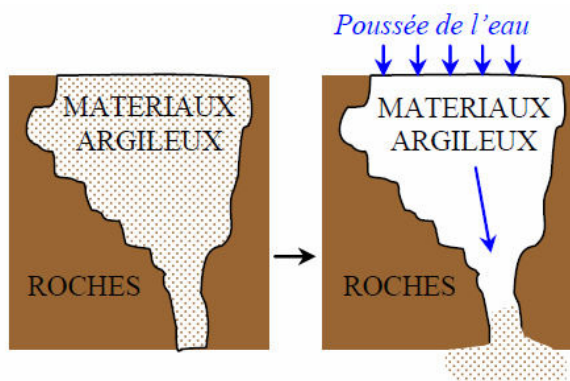


Figure 1.7: Phénomène de débouffrage (Pham, 2008)



### La dissolution:

La dissolution n'est pas un phénomène d'arrachement mécanique mais un phénomène chimique. Elle est la disparition d'une partie des constituants des particules sous une action chimique ou thermique. Ce phénomène peut modifier la composition des grains, créer des vides dangereux ou une densité faible. Cela peut être une des causes de déclenchement de l'érosion interne.

### La dispersion:

La dispersion ou la défloculation est un phénomène physicochimique qui tend à diminuer la taille des agglomérats de particules argileuses, disperser les plaquettes argileuses et faciliter leur mobilité.

Les causes du phénomène de dispersion peut être l'hydratation ou le gonflement de sol. Par ailleurs, la présence des ions, la concentration du sel et le pH de l'eau influencent aussi la dispersion du sol.

### L'entraînement:

L'entraînement est le détachement des particules des parois d'une conduite, d'un canal ou d'une rivière. Ce phénomène se produit si la contrainte de cisaillement réelle engendrée par l'écoulement atteint une certaine valeur. C'est-à-dire, lorsque la contrainte de cisaillement réelle ( $\tau$ ), qui dépend de la vitesse de l'écoulement, dépasse la contrainte de cisaillement seuil ( $\tau_c$ ) qui dépend de la résistance du sol (figure 1.8).

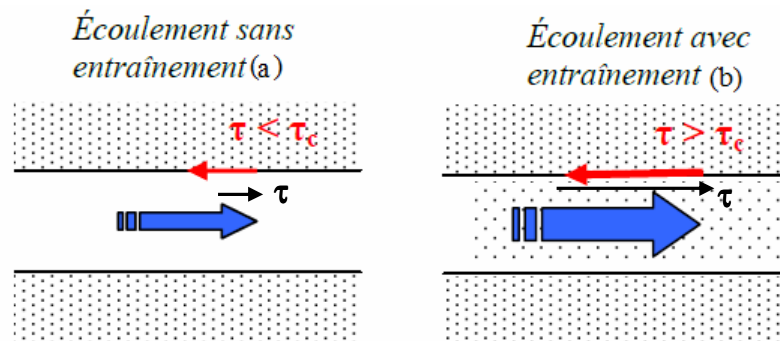


Figure 1.8: Phénomène d'entraînement de sol (Pham, 2008)

### L'exsolution:

L'exsolution est la dissolution partielle et le transport de l'air piégé dans le noyau, de l'amont vers l'aval, où la pression de l'eau interstitielle est plus faible. Cela fait diminuer localement la perméabilité et fait augmenter nettement les pressions interstitielles.

### Synthèse:

En fait, si l'on considère l'érosion interne d'origine mécanique, selon Fell et Fry (2007), on peut distinguer quatre phénomènes d'arrachement: l'érosion régressive, l'érosion dans un conduit, l'érosion de contact et la suffusion ou suffosion (figure 1.9).


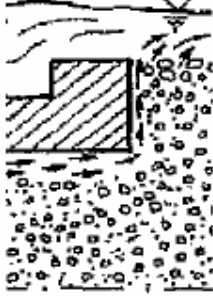
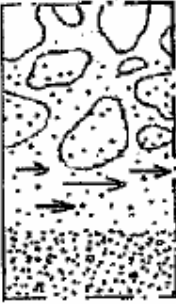

<b>Erosion interne de conduit ou de fissure</b>		<b>Erosion interne régressive (généralisée ou locale au fond d'un conduit)</b>	
	Entraînement des particules des lèvres de la fissure ou de la surface de la cavité sous l'action de l'écoulement de l'eau		Entraînement des particules sous une surface cohésive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

Figure 1.9: Les types d'érosion interne (Bonelli et al., 2011)

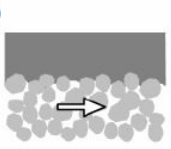
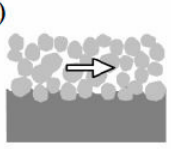
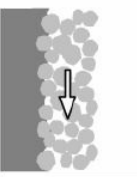
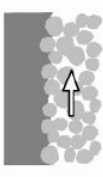
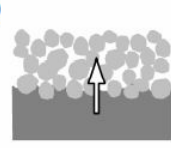
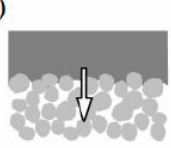
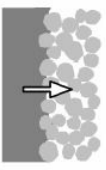
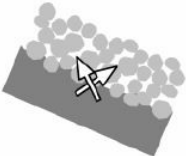
	Interface horizontale		Interface verticale	
Écoulement tangent à l'interface	a) 	b) 	e) 	f) 
Écoulement normal à l'interface	c) 	d) 	g) 	
Cas général : Écoulement et interface inclinés	h) 			

Figure 1.10: Erosion de contact en fonction de l'orientation de l'interface (Béguin, 2011)

### 1.1.2 Les phénomènes de transport

On peut distinguer deux types principaux de transport pour l'érosion interne: le transport dans un conduit (renard hydraulique) et le transport dans l'espace poreux

interparticulaire (la suffusion). Ils diffèrent l'un de l'autre par leurs conditions aux limites géométriques et hydrauliques. Le transport des particules est soit concentré dans un conduit, soit diffus dans l'espace poreux interparticulaire.

Le renard hydraulique apparaît dans un ouvrage hydraulique lorsque l'écoulement d'eau à travers celui-ci se forme selon un chemin préférentiel qui est créé par les racines des arbres ou le terrier d'un animal (figure 1.5). Au fil du temps, il se forme un trou continu de l'aval vers l'amont de l'ouvrage et la vitesse de l'écoulement à travers le trou augmente et conduit à la rupture de l'ouvrage.

La suffusion peut conduire à l'érosion régressive, à l'augmentation de la vitesse de l'eau ou accroître le risque de colmatage qui fait augmenter la pression interstitielle.

Dans ces deux modes de transport, le premier est le plus dangereux et le plus rapide. Il conduit à une rupture rapide s'il n'est pas immédiatement stoppé. Dans le second, la perméabilité est lentement modifiée et, après une phase de développement continu, il peut y avoir rupture.

## 1.2 Typologie de l'érosion externe

L'érosion externe est le phénomène d'arrachement des particules de sol sous l'action extérieure naturelle. Cette action peut être engendrée par la surverse de l'eau sur la crête d'un ouvrage (figure 11), la pluie et la concentration du ruissellement ou l'érosion pluviale (figure 12), les vagues ou le marnage et l'écoulement dans la rivière ou le canal, l'écoulement après le déversoir ou l'égout.

### La surverse:

La surverse est le débordement de l'eau au-dessus de l'ouvrage (figure 1.11). Ce phénomène se produit en cas d'absence de déversoir, lors d'une tempête ou d'une inondation dépassant la valeur prévue. Si la vitesse de l'écoulement est supérieure à la limite d'arrachement, le phénomène d'érosion se produit. Le mécanisme d'érosion s'amorce à partir du bord aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Le phénomène peut durer de quelques minutes à quelques heures selon le type et la taille des matériaux ainsi que la hauteur de l'eau au-dessus de la crête.

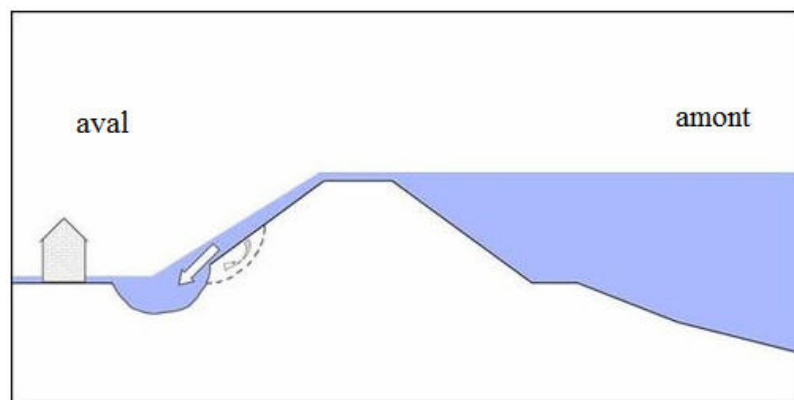


Figure 1.11: Phénomène de surverse (DREAL centre, 2010)

## La pluie et la concentration du ruissellement:

Lorsque les gouttes de pluie touchent le sol, elles créent une force tangentielle qui arrache des particules ou des agrégats de sol. Le ruissellement de la pluie transporte les particules arrachées et peut aussi éroder le sol si la surface est en pente forte. Ces deux phénomènes sont représentés sur la figure 1.12

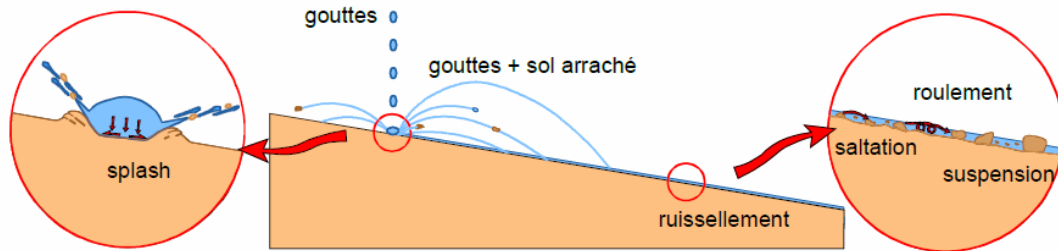


Figure 12: Phénomène d'érosion pluviale (Pham, 2008)

## Les vagues et l'écoulement

Les vagues et le marnage conduisent à l'érosion de surface ou volumique du rivage (figure 1.13). Par ailleurs, pour une rivière qui serpente, l'écoulement change de direction et cela érode la rive du fleuve (figure 1.14).

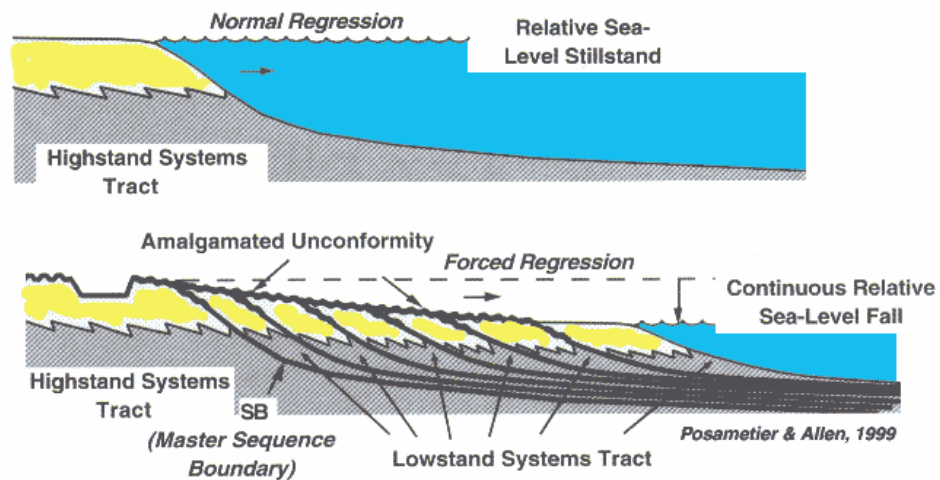


Figure 1.13: Phénomène d'érosion marine (Posamentier et Allen, 1999)

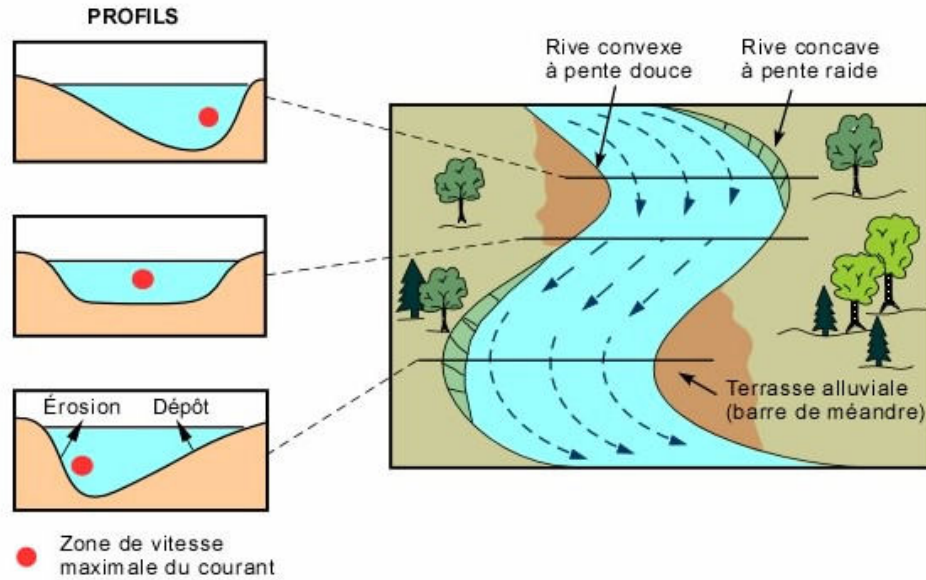


Figure 1.14: Phénomène d'érosion dans la rivière (source internet)

## 2. Caractérisation du sol et de l'écoulement

De manière générale les sols proviennent de l'altération et de la désagrégation des matériaux constituant l'écorce terrestre. Les sols peuvent donc être considérés comme formés de grains ou de particules dont la forme, la taille et l'arrangement diffèrent sensiblement d'un sol à l'autre. Un sol comprend des vides qui peuvent être remplis d'eau ou d'air (de gaz) avec un squelette solide.

Dans le génie civil, la détermination des indices physiques du sol est très importante, car ces indices physiques influent sur les propriétés physiques et mécaniques du sol.

### 2.1 Paramètres décrivant trois phases constitutives du sol

#### Volume et poids

On peut schématiser un échantillon de sol selon le schéma présenté sur la figure 1.15 suivante.

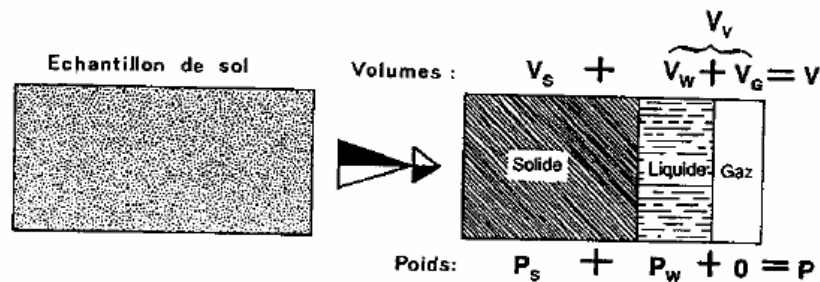


Figure 1.15: Schéma des trois phases constitutives du sol (Cordary, 1994)

Si l'on néglige le poids du gaz devant celui de l'eau et des grains, on a les expressions suivantes:

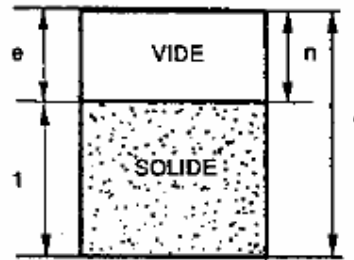
- Teneur en eau  $w = \frac{P_w}{P_s}$  (3)

- Porosité  $n = \frac{V_v}{V}$  (4)

- Indice des vides  $e = \frac{V_v}{V_s}$  (5)

$V$ ,  $V_s$ ,  $V_w$ ,  $V_g$ ,  $V_v$  sont le volume total, le volume de la phase solide, le volume de la phase liquide, le volume de la phase gazeuse, volume des vides respectivement.  $P$ ,  $P_s$ ,  $P_w$  sont le poids total, le poids de la phase solide, de la phase liquide respectivement.  $P = P_s + P_w$ .

En fait, la porosité  $n$  et l'indice des vides  $e$  ne sont pas indépendants (figure 1.16).



$$n = \frac{e}{1+e} \quad (6)$$

$$e = \frac{n}{1-n} \quad (7)$$

Figure 1.16: Schéma à deux phases (Cordary, 1994)

### Poids volumique

- Poids volumique de l'eau, noté  $\gamma_w$ ,  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

- Poids volumique de la phase solide, noté  $\gamma_s$  ( $\text{kN/m}^3$ ), il dépend du type de sol

- La densité des grains, notée  $G$ ,  $G = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$  (8)

- Le poids volumique total ou le poids volumique humide, noté  $\gamma_h$  ( $\text{kN/m}^3$ ),

$$\gamma_h = \frac{P}{V} \quad (9)$$

- Le poids volumique sec  $\gamma_d$ , correspond au poids de la phase solide seule, rapporté au volume total:  $\gamma_d = \frac{P_s}{V}$ . (10)

La relation entre le poids volumique sec et le poids volumique total:

$$\gamma_h = \gamma_d(1+w) \quad (11)$$

- Le degré de saturation  $S_r$  est défini comme le rapport  $S_r = \frac{w}{w_{sat}}$ ,  $w_{sat}$  est la teneur en eau quand tous les vides sont remplis d'eau et le sol est saturé. Dans ce cas, le poids volumique total est appelé saturé, noté  $\gamma_{sat}$ .

On peut déterminer le degré de saturation par l'expression suivante:  

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{w}{\gamma_w \left( \frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)}$$
 On peut alors déduire le poids volumique total  $\gamma_d = \frac{\gamma_s}{\frac{wG}{S_r} + 1}$ .

## 2.2 Analyse granulométrique

La granulométrie est la répartition des grains suivant leurs dimensions. Pour les sols pulvérulents ou grenus, on utilise une série de tamis mais pour les sols fins ( $D \leq 80 \mu\text{m}$ ) on utilise un analyse de sédimentométrie. Selon le travail de Mitchell (1993) on peut classer les sols selon le schéma de la figure 1.17:

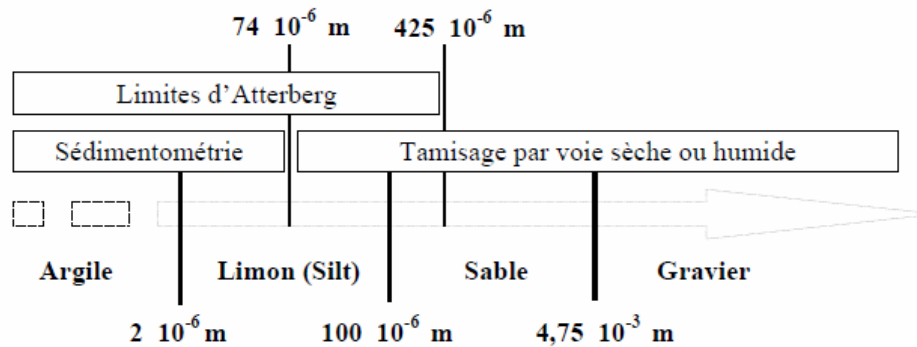


Figure 1.17: Classification des sols suivant la granulométrie, (Mitchell, 1993)

## 2.3 Limites d'Atterberg

Lorsque l'on fait décroître progressivement la teneur en eau d'un échantillon de sol, on constate qu'il passe successivement par plusieurs états dont la description a été proposée par Atterberg: l'état liquide, l'état plastique, l'état solide. Les limites d'Atterberg sont celles séparant les divers états de consistance du sol, on les appelle limite de liquidité ( $w_L$ ), limite de plasticité ( $w_p$ ) et limite de retrait ( $w_r$ ).

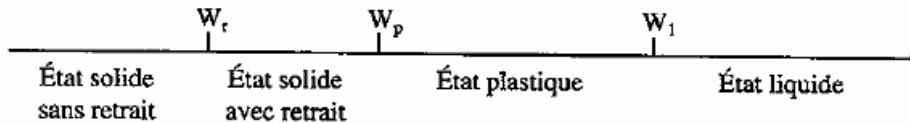


Figure 1.18: Délimitation des différents états du sol (Cordary, 1994)

- Limite de liquidité ( $w_L$ ): Elle est la limite entre l'état liquide et l'état plastique, elle se détermine au moyen d'un appareil normalisé, appelé « coupelle de Casagrande ». La limite de liquidité est la teneur en eau (exprimée en %) qui correspond à une fermeture de la rainure sur 1cm en 25 chocs.

- Limite de plasticité ( $w_p$ ): On la mesure en fabricant des petits rouleaux. La limite de plasticité est la teneur en eau (exprimée en %) du rouleau qui se brise en fractions de 1 à 2 cm de long au moment où son diamètre atteint 3 mm.

Par ailleurs, on peut mesurer la limite de liquidité et la limite de plasticité par l'enfoncement d'un cône normalisé. La procédure est la même que pour la limite de liquidité mais la détermination du nombre de coups de l'appareil d'Atterberg est remplacée par la valeur de l'enfoncement du cône dans la pâte

- Limite de retrait ( $w_r$ ): elle est la teneur en eau qui caractérise la disparition de l'eau adsorbée et s'accompagne d'une diminution de volume appelée retrait

- Indice de plasticité (IP): l'indice de plasticité est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité.

$$IP = w_L - w_p \quad (12)$$

## 2.4 Les paramètres du compactage

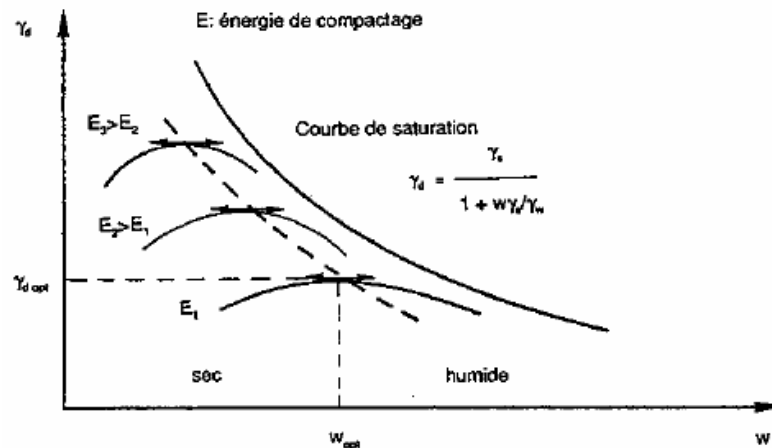


Figure 1.19: Exemple de courbe de compactage (Cordary, 1994)

A priori, le problème de compactage réside dans le choix d'une énergie à mettre en œuvre sous différentes formes (charge statique, chocs, vibrations) pour obtenir la valeur du poids volumique sec  $\gamma_d$  désirée. En fait la teneur en eau est un facteur important du compactage à une énergie de compactage donnée. On constate que le poids volumique atteint une valeur maximale pour une certaine valeur de la teneur en eau ( $w_{opt}$ ) que l'on appelle optimum Proctor. De part et d'autre de cet optimum sont définies la zone sèche (côté sec) et la zone humide (côté humide).

## 2.5 Charge hydraulique

La charge hydraulique de l'écoulement est ce qui engendre la contrainte de cisaillement qui érode le sol.



En mécanique des fluides, l'énergie spécifique totale de l'écoulement en un point se détermine selon l'équation suivante:

$$E = z + \frac{p}{\gamma_w} + \frac{\alpha \cdot v^2}{2g} \quad (13)$$

Ici,  $z$  est l'altitude d'un point d'écoulement,  $p$  est la pression,  $v$  est la vitesse moyenne réelle. Pour l'eau, on fait souvent l'hypothèse que  $\alpha = 1$ .

Selon le théorème de Bernoulli, la différence de l'énergie entre deux points lorsque l'eau s'écoule de 1 à 2 se détermine selon l'équation ci-dessous:

$$h = E_1 - E_2 = \left( z_1 + \frac{p_1}{\gamma_w} + \frac{\alpha \cdot v_1^2}{2g} \right) - \left( z_2 + \frac{p_2}{\gamma_w} + \frac{\alpha \cdot v_2^2}{2g} \right) \quad (14)$$

Toutefois, lorsque l'eau s'écoule dans le sol, surtout le sol cohérent, alors la vitesse de l'écoulement est petite et constante, on peut négliger la vitesse dans l'équation (14) pour déterminer la charge hydraulique. On réécrit celle-ci sous la forme :

$$h = \left( z_1 + \frac{p_1}{\gamma_w} \right) - \left( z_2 + \frac{p_2}{\gamma_w} \right) \quad (15)$$

Pour un écoulement à surface libre, le moteur de la charge est la pente hydraulique ( $S_i$ ) ou la pente du fil d'eau. Dans un régime équilibré où l'eau s'écoule de façon stable, la pente hydraulique est la pente de la surface. La perte de charge hydraulique associée à l'écoulement est cette pente. En théorie, si l'on considère qu'il n'y a pas de perméabilité et que l'écoulement transfère totalement la charge hydraulique en contrainte de cisaillement hydraulique, on a :

$$\tau \cdot \chi \cdot L = \Delta P \cdot A = \rho_w \cdot g \cdot h \cdot A = \rho_w \cdot g \cdot S_i \cdot L \cdot A \rightarrow \tau = \rho_w \cdot g \cdot S_i \cdot \frac{A}{\chi} = \rho_w \cdot g \cdot S_i \cdot R_h \quad (16)$$

Ici,  $\tau$  est la contrainte de cisaillement,  $\chi$  est le périmètre mouillé de la surface,  $A$  est l'aire de la section transversale,  $R_h$  est le rayon hydraulique,  $L$  est la longueur de la surface,  $\Delta P$  est la différence de pression entre deux sections.

Pour un écoulement dans un conduit de section circulaire, on a alors:  $R_h = \frac{A}{\chi} = \frac{\phi}{4}$ ;  $\phi$  est le diamètre du conduit. A partir des équations ci-dessus, on en déduit donc

$$\tau = \frac{\rho_w \cdot g \cdot h \cdot \phi}{4 \cdot L} \quad (17)$$

Selon le résultat de Christensen et Das (1973), on peut calculer la contrainte de cisaillement par l'expression suivante:

$$\tau = \frac{f \cdot \rho_w}{8} \cdot V^2 ; \quad (18)$$

Ici,  $f$  est le facteur de frottement,  $\tau$  est la contrainte de cisaillement,  $V$  est la vitesse de l'écoulement,  $\rho_w$  est la masse volumique de l'eau.

## **2.6 Perméabilité**

La perméabilité, ou conductivité hydraulique, de l'eau dans le sol suit la loi de Darcy car la vitesse de l'écoulement est petite et on peut considérer l'écoulement comme laminaire.

## **3. Dispositifs expérimentaux pour étudier l'érodabilité des sols**

Pour évaluer la sensibilité à l'érosion du sol soumis à un écoulement, le plus important c'est de trouver la relation entre le taux d'érosion (la masse érodée du sol par unité de surface et par unité de temps) et la contrainte de cisaillement effective (qui dépend de la charge hydraulique appliquée par l'écoulement sur le sol).

De nombreuses recherches (Chapuis, 1986b ; Hanson et Cook, 1997 ; Hanson et Simon, 2001 ; Hanson et al., 2002 ; Branford et Blanchar, 1999 ; Wan et Fell, 2002, 2004) montrent qu'il existe un seuil d'érosion, c'est-à-dire que l'érosion est supposée se produire si la contrainte de cisaillement appliquée dépasse une valeur caractéristique du sol dans un certain état. Cette valeur s'appelle la contrainte de cisaillement critique . Si la contrainte de cisaillement appliquée est inférieure à celle-ci, l'érosion ne se produit pas. Donc une relation commune largement utilisée jusqu'à présent est l'équation (1). Dans ce paragraphe, nous présentons les approches expérimentales

L'objectif des essais d'érosion est d'évaluer l'érodabilité du sol, d'observer et de mieux comprendre les phénomènes d'érosion. On peut effectuer des essais au laboratoire sur des échantillons préparés ou *in-situ* sur l'ouvrage (voire à l'échelle 1/1) comme dans l'essai d'érosion de conduit sur un barrage en terre homogène de Wahl et Erdogan (2008) ou l'essai d'érosion de contact dans le cas d'une digue en limon homogène sur une fondation en gravier de Béguin (2011). Pour les essais effectués sur l'ouvrage, les principaux obstacles sont les coûts techniques, humains, ainsi que le respect de conditions de sécurité, ce qui suppose un lieux adéquat pour ce type de manipulation. Il est aussi difficile de maîtriser les conditions d'environnement. Par ailleurs, dans le travail de Hanson et al (2010), il a été montré que les résultats obtenus à partir des essais *in-situ* et au laboratoire ne sont pas très différents.



Figure 1.20: Essai d'érosion de conduit, 9 minutes après l'initiation de la rupture de conduit (Wahl et Ergodan, 2008)

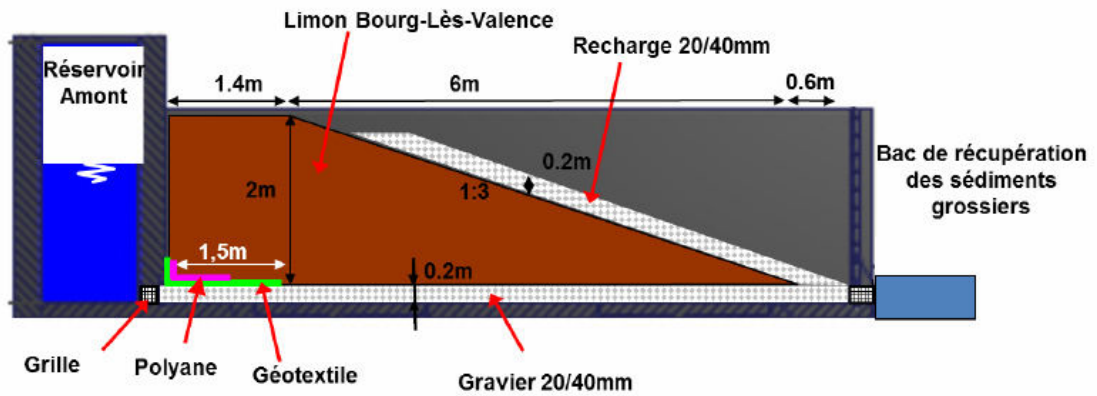


Figure 1.21a: Schéma de l'ouvrage de l'essai 4 (Béguin, 2011)

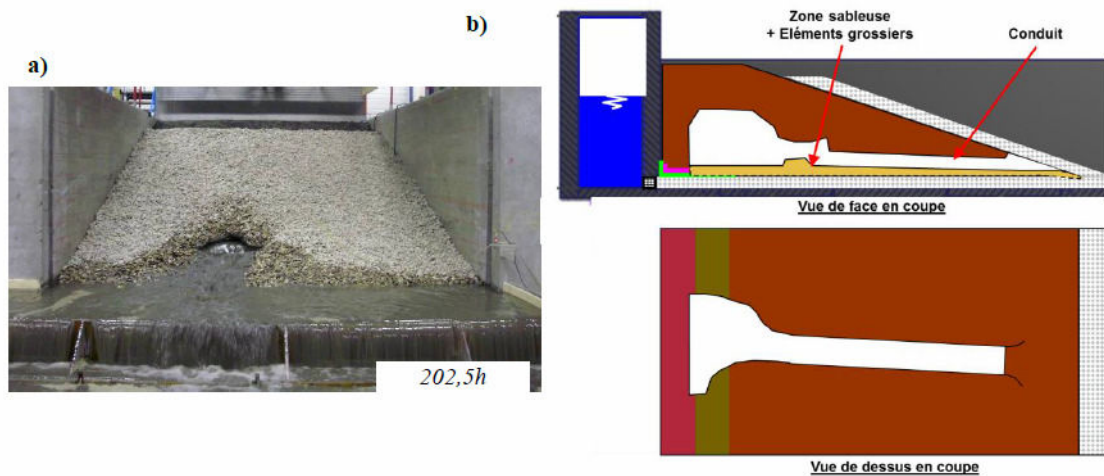


Figure 1.21b: (a) Modèle vu de l'aval au moment de la rupture de l'essai 4, (b) Schéma du renard identifié au démontage de l'essai 4 (Béguin, 2011).

Selon la classification de l'érosion, on peut regrouper les essais d'érosion en deux groupes principaux: Essais d'érosion externe ou de surface et essais d'érosion interne.

- Groupe 1: Essais d'érosion externe
  - Essai d'érosion en canal ou « hydraulic flume test »,
  - « Erosion Function Apparatus (EFA) »,
  - Essai d'érosion par cylindre tournant,
  - Essai d'érosion par jet.
  - Essai à l'érodimètre à jets mobiles
  
- Groupe 2: Essais d'érosion interne:
  - Essai d'érosion de trou et érosion de rainure,
  - Essai d'érosion au triaxial,
  - Essai d'érosion de contact.

### Essai d'érosion en canal ou « Hydraulic flume test »

Ce type d'essai est basé sur l'écoulement à la surface d'un canal ou d'un échantillon. Le schéma du dispositif est représenté sur la figure 1.22. Pour cet essai, la contrainte de cisaillement est calculée par la vitesse d'écoulement, et le taux d'érosion est défini comme la proportion de la masse érodée par unité de surface et unité du temps. La masse érodée est la différence entre la masse de sol sec avant et après l'essai. Cet essai permet de mesurer directement l'érosion et c'est l'un des plus anciens pour la mesure de l'érosion.

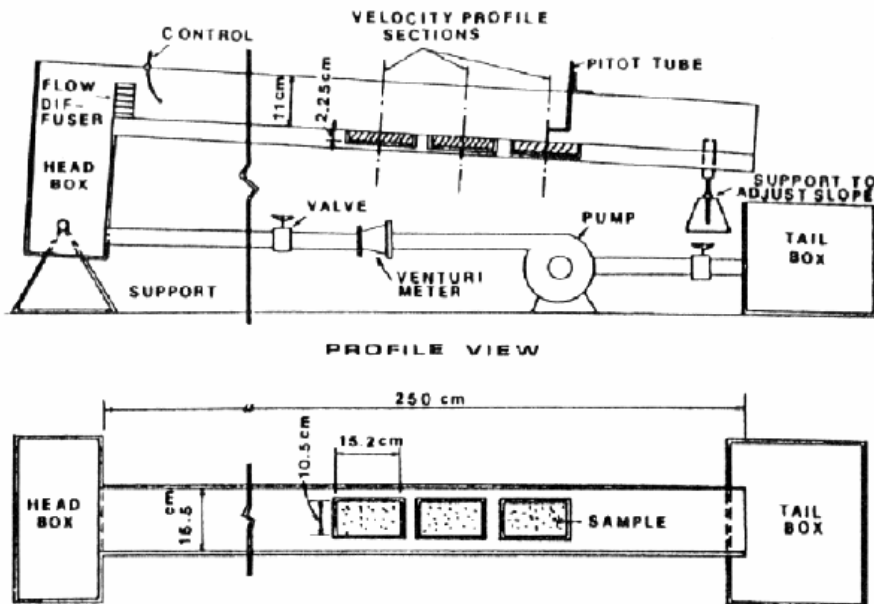
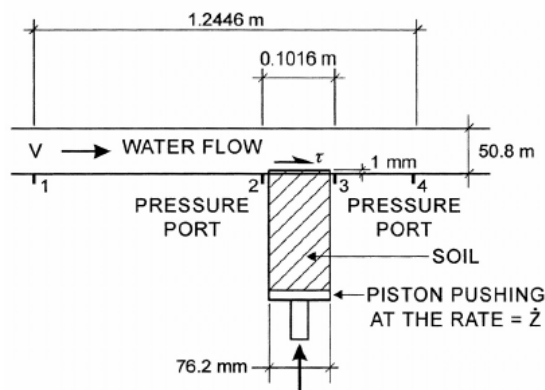


Figure 1.22: Schéma de l' Hydraulic flume test (Shaikh et al, 1988)

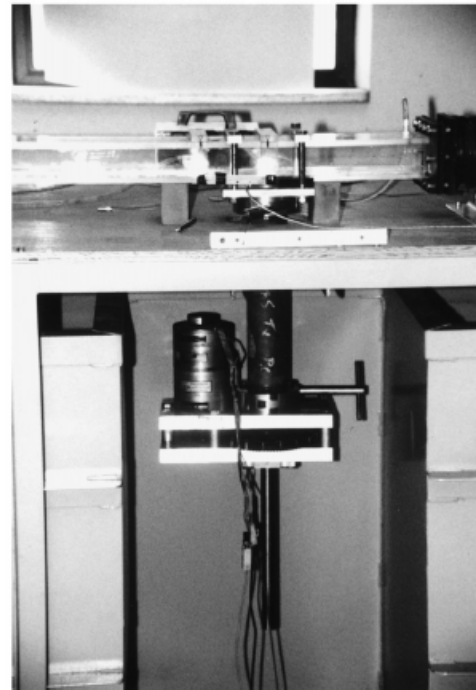
Pour ce type d'essai, plusieurs chercheurs ont essayé de trouver l'influence de différents paramètres sur l'érosion du sol tels que: Gibbs (1962), Lyle et Smerdon (1965), Kandiah et Arulanandan (1974), Shaikh et al. (1988a), Shaikh et al (1988b), Chebreyessus et al. (1994).

### Erosion Function Apparatus (EFA)

Ce dispositif de mesure d'érosion a été conçu et développé par Briaud et al. (2001) pour mesurer le taux d'érosion d'un sol fin ou d'un sol grossier prélevé sur le site notamment au niveau du pied des piles de ponts. Le schéma du dispositif est représenté sur la figure 1.23 suivante:



(a) Schéma conceptuel de l'éprouvette dans le dispositif



(b) Photo de la section d'essai

Figure 1.23: Schéma du dispositif d'EFA (Briaud, 2001)

L'érosion se produit à la surface d'un échantillon cylindrique qui se trouve 1 mm au dessus de la base de canal. Lors des essais, la vitesse de l'écoulement et le temps nécessaire pour éroder 1 mm de hauteur de l'échantillon sont enregistrés. Le taux d'érosion ( $\dot{Z} = \frac{h}{t}$ ) est le rapport entre la hauteur érodée et le temps correspondant. La contrainte de cisaillement  $\tau$  est calculée à partir de la vitesse de l'écoulement par l'expression (18) ci-dessus. Pour chaque vitesse on a un taux d'érosion et la loi d'érosion est tracée point par point. Les résultats obtenus montrent que le taux d'érosion augmente avec la contrainte de cisaillement appliquée  $\tau$  (ou la vitesse de l'écoulement), et le taux d'érosion diminue avec la contrainte de cisaillement critique ( $\tau_c$ ) c'est à dire que, plus la contrainte de cisaillement critique du sol est élevée, plus son taux d'érosion est faible.

A partir des résultats obtenus sur plusieurs essais effectués à l'aide de l'EFA, Briaud (2008) a proposé 6 catégories de sensibilité à l'érosion des sols (figure 1.24):

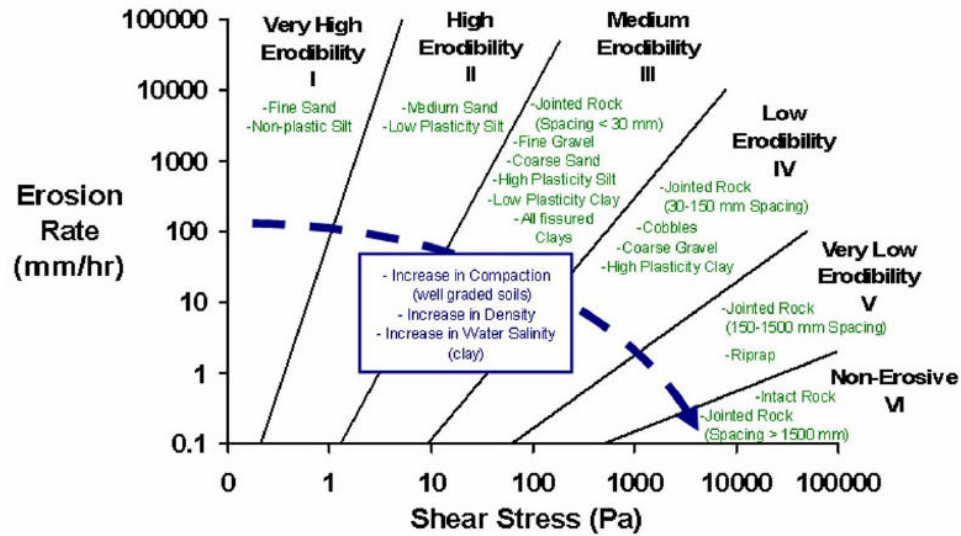


Figure 1.24: Classification de l'érodabilité des sols et des roches en fonction de la contrainte de cisaillement (Briaud, 2008)

### Essais d'érosion par cylindre tournant ou « Rotating Cylinder Test »

Ce type d'essai permet de mesurer le taux d'érosion et la contrainte de cisaillement. Ici, l'essai consiste à mettre en rotation le cylindre extérieur en maintenant fixe le cylindre intérieur qui contient l'échantillon de sol (figure 1.25).

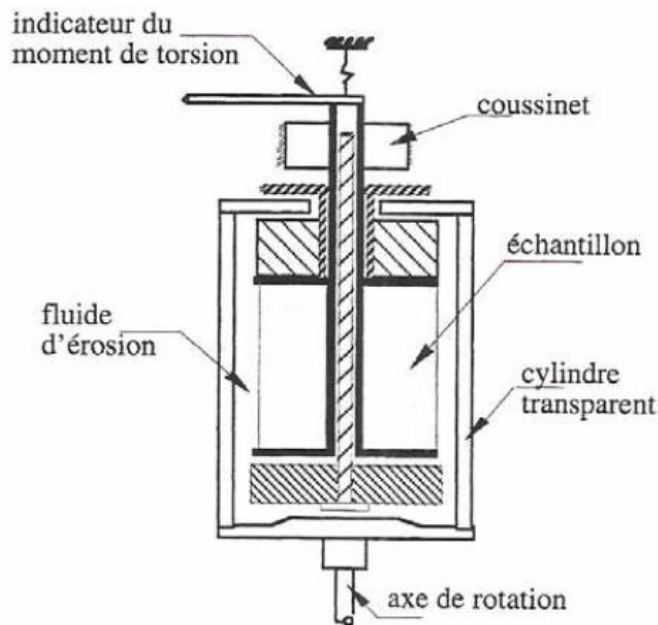


Figure 1.25: Schéma de l'essai d'érosion par le cylindre tournant (Tarog, 2000)

Moore et Masch (1962), ont utilisé l'essai d'érosion par cylindre tournant qui a été développé par Masch pour mesurer la résistance à l'érosion du sol cohérent (60% d'argile montmorillonite et 40% de sable). La contrainte de cisaillement est produite par le fluide d'érosion sur la surface d'un échantillon cylindrique, elle est la même pour tous les points sur la périphérie de l'échantillon. La vitesse de rotation est augmentée jusqu'à ce que

l'érosion soit observée. Le moment de torsion est enregistré pour calculer la contrainte de cisaillement.

$$\tau = 2\mu \frac{R_2^2}{R_2^2 - R_1^2} \omega m$$

Où:  $R_1$ ,  $R_2$  sont les rayons des cylindre intérieur et extérieur;  $\omega$  est la vitesse angulaire imposée au cylindre extérieur;  $\mu$  est la viscosité dynamique du fluide.

Arulanandan et al (1973, 1975) ont utilisé l'essai d'érosion par cylindre tournant amélioré (figure 1.26) afin d'étudier l'influence de la composition du fluide interstitiel et de la concentration en sel du fluide d'érosion sur l'érodabilité d'un sol saturé remanié.

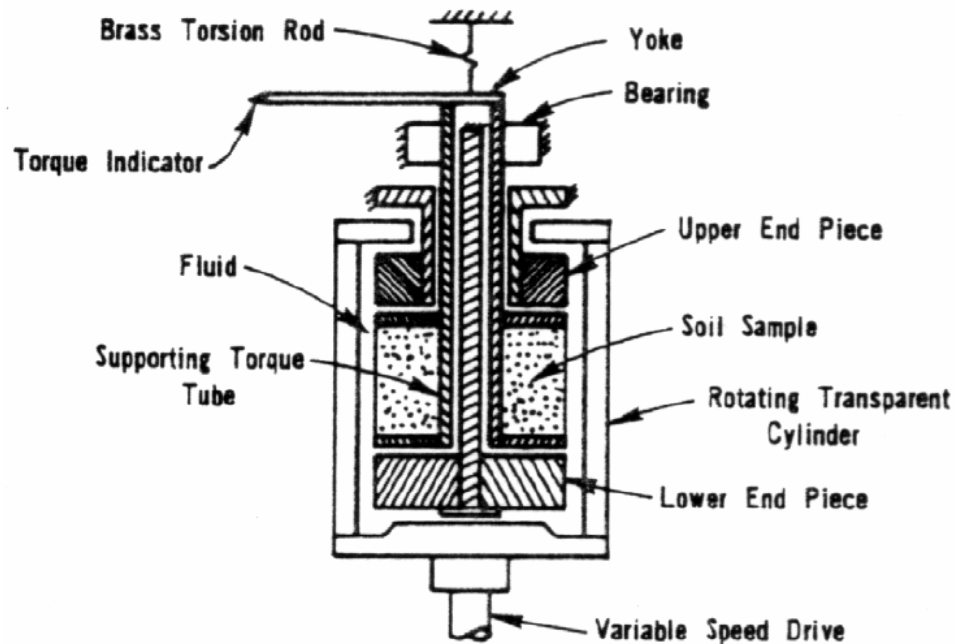


Figure 1.26: Vue en coupe transversale du Rotating Cylinder Test

(Arulanandan et al, 1973)

Le taux d'érosion est la pente de la courbe érosion-temps, il augmente linéairement avec la contrainte de cisaillement ( $\dot{\epsilon} = m(\tau - \tau_c)$ ). Le taux d'érosion et le facteur  $m$  augmentent avec le taux d'absorption du sodium (Sodium Adsorption Ratio – SAR). Le rôle de la teneur en eau n'a pas été abordé et les auteurs n'ont pas pris en compte la densité sèche en tant que paramètre de contrôle.

Chapuis et Gatien (1986) ont amélioré l'essai d'érosion par cylindre tournant (figure 1.27). Chapuis et Gatien (1986) et Chapuis (1986) ont utilisé ce dispositif pour étudier l'érosion d'un sol argileux en testant les échantillon intacts ou remaniés. Le taux d'érosion peut être mesuré et la contrainte de cisaillement est déterminée par la mesure du moment de torsion enregistré en cours d'essai.

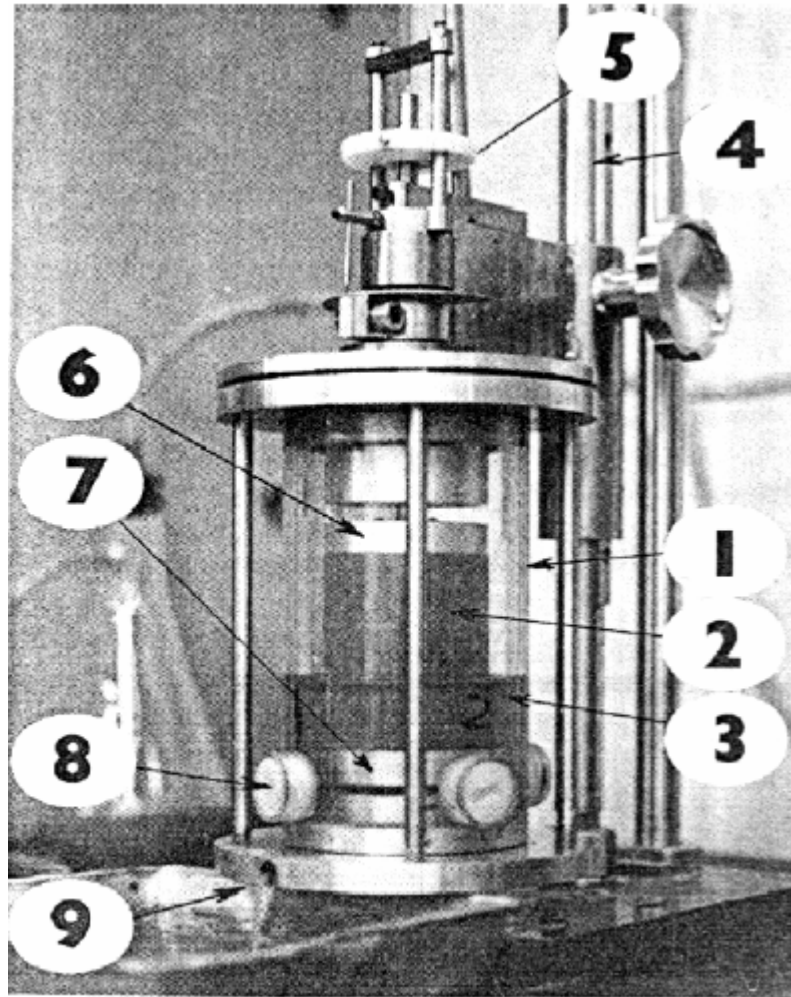


Figure 1.27: Essai d'érosion par cylindre tournant amélioré (Chapuis et Gatién, 1986)

(1) Cylindre tournant extérieur, (2) Echantillon de sol, (3)Fluide d'érosion dans l'espace annulaire, (4) Arbre à guidage pour l'installation, (5) Système de mesure de moment de torsion, (6) tête, (7) base, (8) accès à nettoyage, (9) le drainage par gravité

A partir des résultats de son travail, Chapuis (1986) a montré que la contrainte de cisaillement critique ( $\tau_c$ ) augmentait avec la pression de consolidation pour un sol remanié et que le taux d'érosion ( $\dot{e}$ ) diminuait lorsque la pression de consolidation du sol augmentait (figure 1.28b), et même lorsque la contrainte de cisaillement était inférieure à la contrainte de cisaillement critique  $\tau_c$  le taux d'érosion augmentait avec la contrainte de cisaillement hydraulique.

Il a conclu que la préparation de l'échantillon influençait les résultats et que la contrainte de cisaillement dépendait de la rugosité de la surface. Pour l'échantillon préparé dans la cellule triaxiale la contrainte de cisaillement critique est plus élevée que dans dans l'échantillon naturel intact ; le taux d'érosion est plus élevé pour l'échantillon coupé même si  $\tau < \tau_c$ .



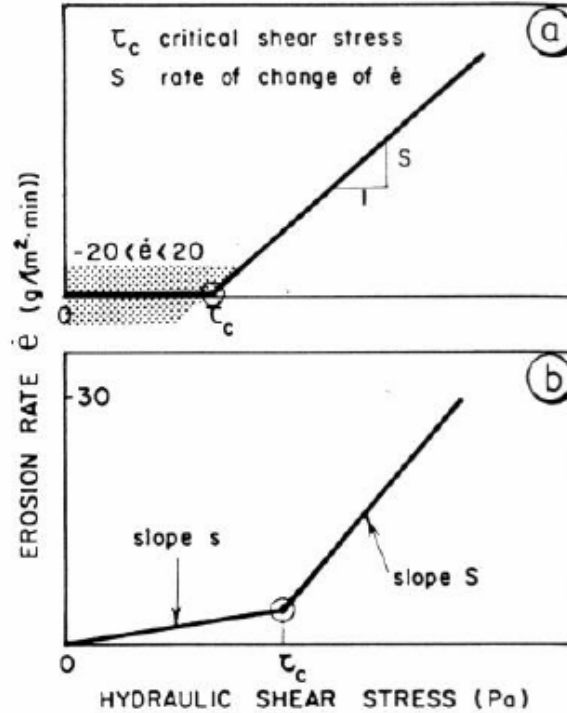


Figure 1.28: Taux d'érosion en fonction de la contrainte de cisaillement hydraulique

(a) Ancien appareil (échantillon remanié),

(b) Appareil décrit par Chapuis (échantillon intact et remanié)

(Chapuis et Gatién, 1986)

Lim (2006, 2009) a conçu et développé un nouveau dispositif de mesure sur la base des dispositifs de Arulanandan et al. (1973) et Chapuis et Gatién (1986). Les principales améliorations concernent une conception simplifiée avec moins de pièces d'assemblage, une amélioration des unités de contrôle et de mesure, une plus grande stabilité du système de rotation, en particulier à des vitesses élevées, une mesure précise des contraintes de cisaillement appliquées à l'échantillon, l'amélioration du système de montage de l'échantillon, et une capacité à tester des échantillons intacts et remaniés dans les états saturés et insaturés. En outre, la conception permet une détermination précise des paramètres de mesure à différentes vitesses de rotation - un aspect crucial qui manque dans les modèles précédents de RCT. Il a utilisé cet appareil pour étudier l'érosion de sols saturés et non saturés. Il a conclu que le taux d'érosion augmente avec la contrainte de cisaillement appliquée et que la forme de la courbe d'érosion dépend du type de sol. Il a proposé deux notions: la contrainte de cisaillement critique ( $\tau_c$ ) inférieure à laquelle l'érosion ne se produit pas ou est négligeable et la contrainte de cisaillement seuil ( $\tau_T$ ) après laquelle la pente de la courbe d'érosion change de façon importante (figure 1.29). Il a proposé un indice appelé « Indice de taux d'érosion -  $I_{RCT}$  »  $I_{RCT} = -\log(S_{\text{erosion}})$ , où  $S_{\text{erosion}}$  est la pente de la courbe d'érosion (figure 1.31). Pour le sol non saturé, l'indice de taux d'érosion augmente avec le degré de saturation  $S_r$  et la teneur en eau, ce qui signifie que la

résistance à l'érosion du sol augmente avec le degré de saturation. et la teneur en eau. L'indice de taux d'érosion augmente avec l'énergie de compactage et la teneur en argile.

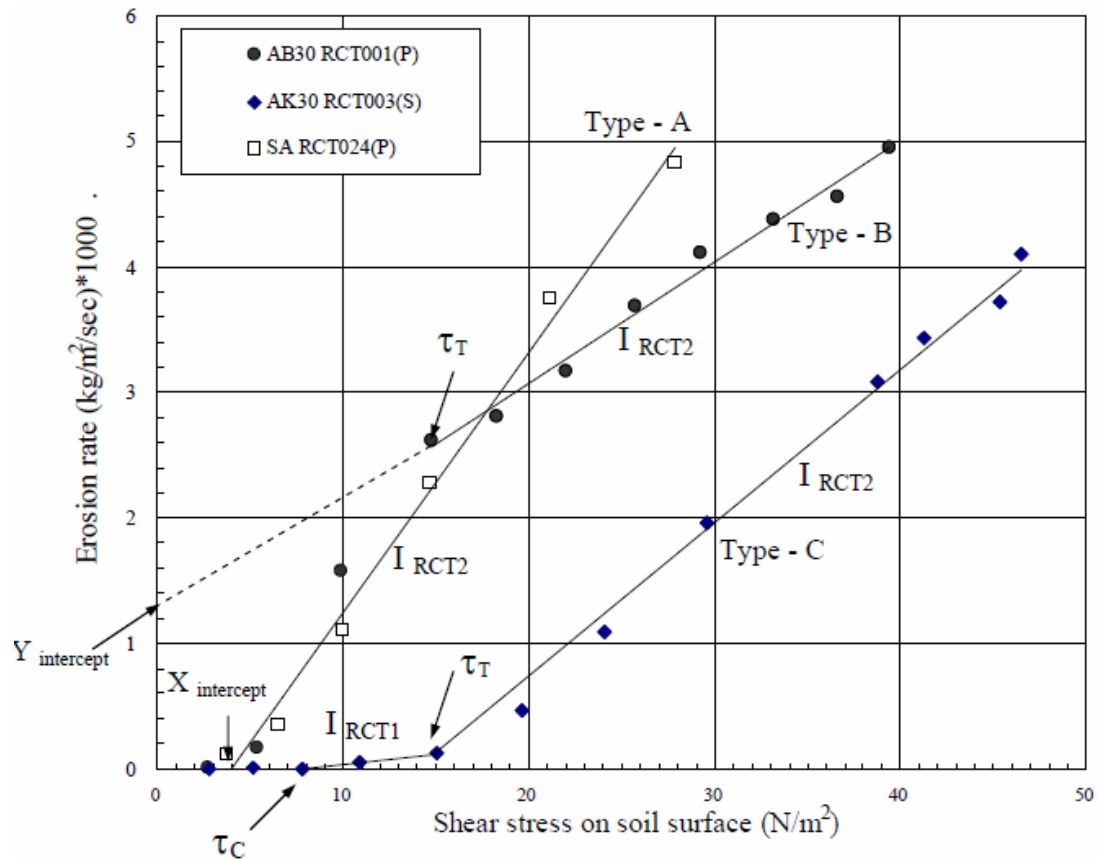


Figure 1.29: Définition des paramètres d'érosion utilisés (Lim, 2006)

Les résultats obtenus lors des essais montrent que le sol saturé est moins érodable que le sol non saturé. Pour le sol saturé, le taux d'érosion est faible et le changement de taux d'érosion avec la contrainte de cisaillement est faible aussi. Il n'y a pas de changement significatif de la structure de la surface avant et après l'essai.

### Essai d'érosion par jet d'eau ou « Jet Erosion Test »

Ce type d'essai permet de générer un écoulement perpendiculaire à la surface de l'échantillon en forme de jet d'eau. Dès que le jet d'eau touche la surface de l'échantillon, le courant perpendiculaire se transforme en courant parallèle à la surface qui engendre la contrainte de cisaillement qui érode le sol (figure 1.30).

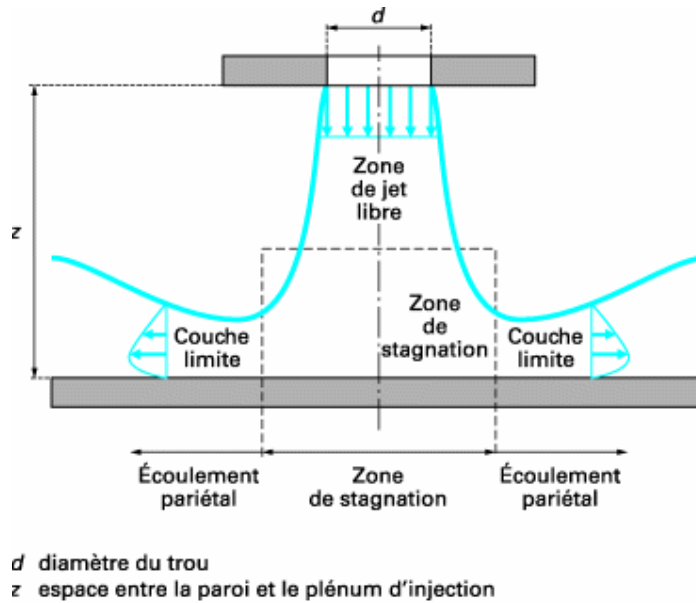


Figure 1.30 Schéma de la distribution des contraintes de cisaillement sous un jet axisymétrique immergé.

La technologie de découpe par jet d'eau des sols remonte aux années 60 avec les recherches 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, 1973 ; Sundaram et Liu, 1978 ; Rockwell, 1981 ; Atmatzidis et Ferrin, 1983 ; Machin, 2000 ; Dabbagh, 2002).

Des recherches plus spécifiquement dédiées à l'érosion ont démarré dans les années 80 et des essais d'érosion au moyen de jets ont été mis au point pour étudier le phénomène d'érosion de surface du sol. Dans ces essais, la surface du sol est attaquée par des jets d'eau soit fixes soit mobiles, perpendiculaires à la surface, soit dans l'air, soit immergés.

Dunn (1959) a proposé d'utiliser le Jet Erosion test pour mesurer la résistance à la traction d'un sol cohérent provenant du fond d'un canal. La charge hydraulique est augmentée peu à peu jusqu'à ce que l'érosion soit observée. La contrainte de cisaillement maximum est mesurée en remplaçant la surface du sol par une plaque en métal recouverte de grains de sol, qui contient une plaque de cisaillement de 1 pouce (2.54 cm) carrée. Il a montré que la contrainte de cisaillement à l'initiation de l'érosion était linéaire, proportionnelle à la résistance non drainée.

Lors d'essais de ce type, Moore et Masch (1962) ont effectué une série de tests à l'Université du Texas pour étudier la résistance à l'érosion et l'influence des paramètres sur la profondeur d'érosion. Ils ont mesuré la perte de masse du sol toutes les 10 minutes et la profondeur d'érosion moyenne. Ils ont trouvé que la profondeur d'érosion varie en fonction de quelques paramètres tels que la distance entre l'orifice du jet et la surface du sol, le diamètre du jet, la vitesse du jet, le temps d'application du jet, la densité du fluide d'érosion et les propriétés du sol. Ils ont remarqué que ce type d'essai est approprié pour

mesurer la résistance à l'érosion relative mais qu'il n'est pas un test pour mesurer la contrainte de cisaillement à la surface du sol.

Hanson (1990) de l'Agricultural Research Service a proposé un nouvel appareil dont le jet perpendiculaire est immergé dans l'eau (figure 1.31). Il a effectué des essais pour étudier l'influence du nombre de Reynolds, du facteur-temps, du facteur d'érodabilité sur le facteur d'érosion (la proportion entre la racine cubique du volume de sol érodé et la distance entre l'orifice du jet et la surface). Il a établi une relation pour estimer le facteur d'érosion et le coefficient d'érosion  $k_D$ .

Par la suite, Hanson (1991, 1992) a étudié l'érosion de sols cohérents et non cohérents. Il a trouvé que le pic de la contrainte  $\tau_{om}$  (Pa) le long de la frontière du sol immergé est uniquement fonction de la vitesse du jet  $U_o$  (cm/s) à l'orifice:

$$\tau_{om} = 0.0014.U_o^{1.5}$$

La profondeur d'érosion maximale  $D_s$  est déterminée au cours de l'essai. Il a constaté que  $D_s$  augmente avec le temps de jet  $t$  et, pour un temps donné, plus la vitesse est élevée plus la profondeur est grande. A partir des résultats obtenus, il a trouvé une relation entre  $D_s/t$  et  $U_o$ :

$$\frac{D_s}{t} = J_i U_o \left( \frac{t}{t_1} \right)^{-0.931} \quad \text{Où: } J_i - \text{coefficient adimensionnel, appelé}$$

l'indice de jet ou Jet Index,  $t_1$  - temps de référence égal à 1 s

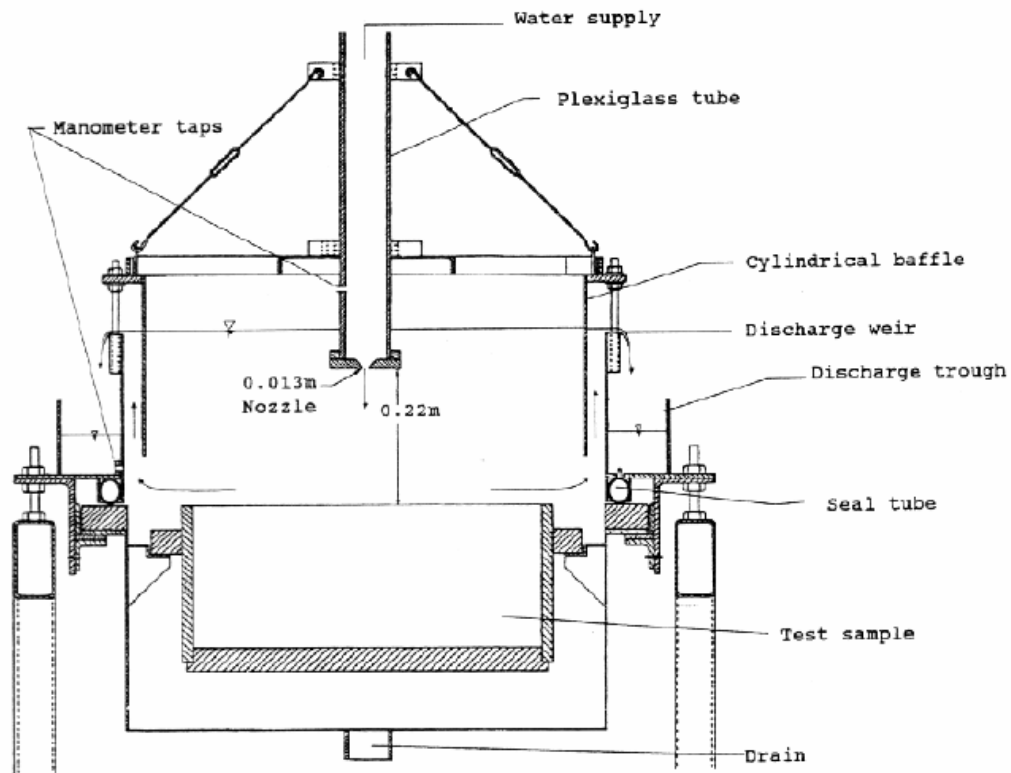


Figure 1.31: Schéma de l'essai d'érosion par jet d'eau (Hanson, 1992)

La valeur du  $J_i$  est la pente de la courbe entre  $\frac{D_s}{t}$  et  $U_o \left( \frac{t}{t_1} \right)^{-0.931}$ . En traçant la courbe de  $\log(k_D)$  (dans l'équation 1) en fonction de  $\log(J_i)$ , il a trouvé le coefficient d'érosion par l'équation:

$$k = 0.003e^{385J_i}$$

Cette équation implique que si  $J_i$  est grand,  $k$  est grand. Ce dispositif d'essai et la méthode pour la détermination de l'indice de jet sont décrits dans la norme ASTM D5852 (2003).

Hanson (2004) a décrit en détail un appareil amélioré sur la base de celui développé en 1990 (Figure 1.32).

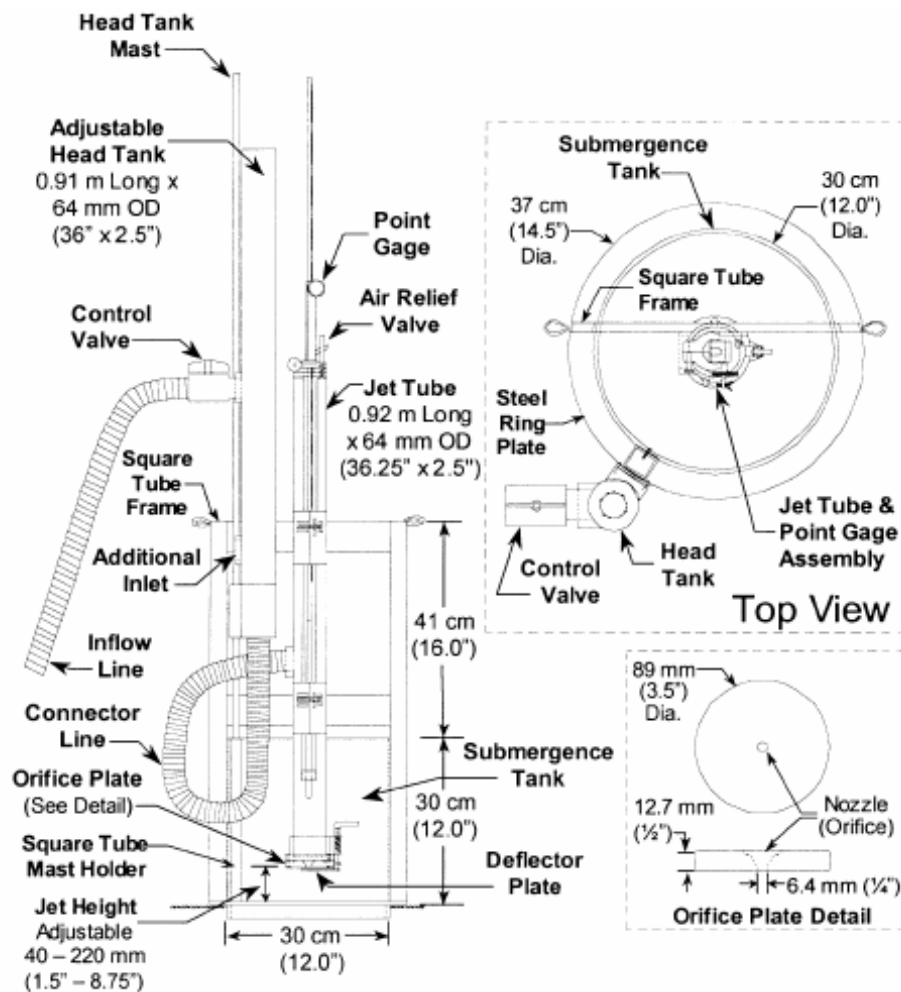


Figure 1.32: Schéma de JET immergé (Hanson et Cook, 2004)

Ce dispositif présente quelques changements pour augmenter sa commodité d'emploi et sa flexibilité en l'utilisant au laboratoire aussi bien qu'in-situ. Toutefois cet appareil ne permet que de mesurer la profondeur d'érosion au centre de l'échantillon au temps désiré

en fermant le jet par le déflecteur situé à la base de la buse, mais non le volume d'érosion ni la profondeur aux autres points. En plus, la tige de mesure de la profondeur est située dans la cellule d'injection (figure 1.32), ce qui peut influencer le jet. Hanson a donné une procédure pour mesurer directement les paramètres d'érosion ( $k_D$  et  $\tau_c$ ) présents dans l'équation 1 : le taux d'érosion peut être déterminé selon l'équation  $\dot{\epsilon} = \frac{dJ}{dt}$ . Hanson (2001) a développé une procédure pour estimer  $k_D$  et  $\tau_c$ . Cette procédure, appelée « méthode de Hanson », est présentée en détail dans le paragraphe 6 ci-dessous.

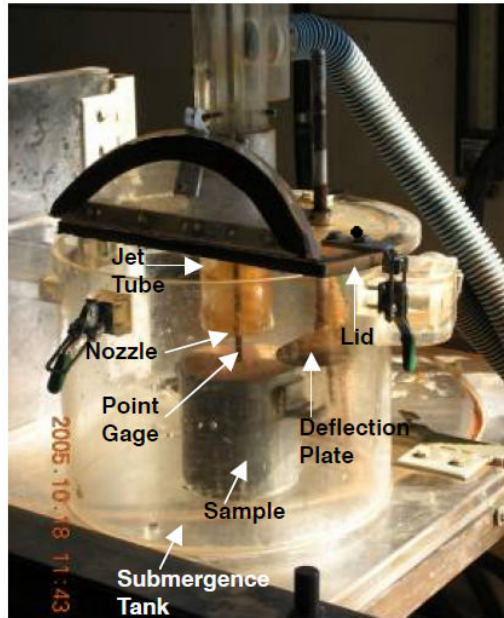


Figure 1.33: Schéma de l'appareil JET amélioré (Hanson et Hunt, 2007)

Cet appareil et sa méthodologie ont été utilisés pour déterminer les paramètres d'érosion de sols cohérents (Hanson, 1999 ; Hanson et Simon, 2001 ; Simon et Thomas, 2002 ; Clark et Wynn, 2007 ; Hanson et Hunt, 2007 ; Pham, 2008 ; Thoman, 2008 ; Wahl et Erdogan, 2008 ; Regazzoni, 2008, 2009).

Hanson et Simon (2001) ont effectué une série d'essais in-situ sur les canaux du Midwest-USA. A partir des résultats obtenus pour le coefficient d'érosion et la contrainte de cisaillement critique ils ont proposé une classification de l'érosion (Figure 1.34).

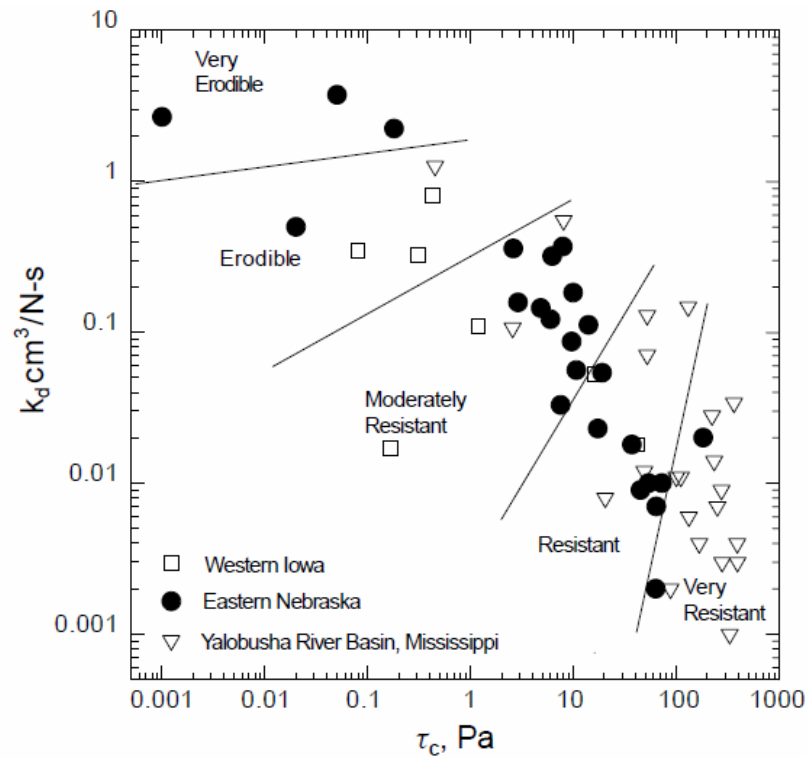


Figure 1.34: Classification de l'érodabilité des sol (Hanson et Simon, 2001)

Pour surmonter quelques limitations du dispositif développé par Hanson et aussi changer facilement quelques paramètres d'essai, nous avons conçu et développé un nouveau dispositif de mesure de laboratoire qui sera présenté en détail dans le chapitre 2.

Mazurek (2001), Mazurek et Rajaratnam (2001) ont utilisé le JET immergé avec des diamètres de jet de 4 mm ou 8 mm pour étudier l'érodabilité d'un sol argileux (figure 1.35). Dans les essais effectués, la profondeur d'érosion maximale, la profondeur d'érosion au centre de l'échantillon et le volume du cône d'érosion sont mesurés dès le début de l'essai à des temps d'environ 2 min, 5 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 4 h, 8 h, 24 h, 72 h et 96 h, en fonction des changements de la courbe d'érosion et puis à des intervalles de 24 h jusqu'à la profondeur d'équilibre ou l'érosion ne se produit plus. Les échantillon sont préparées à une teneur en eau et une densité sèche constantes.

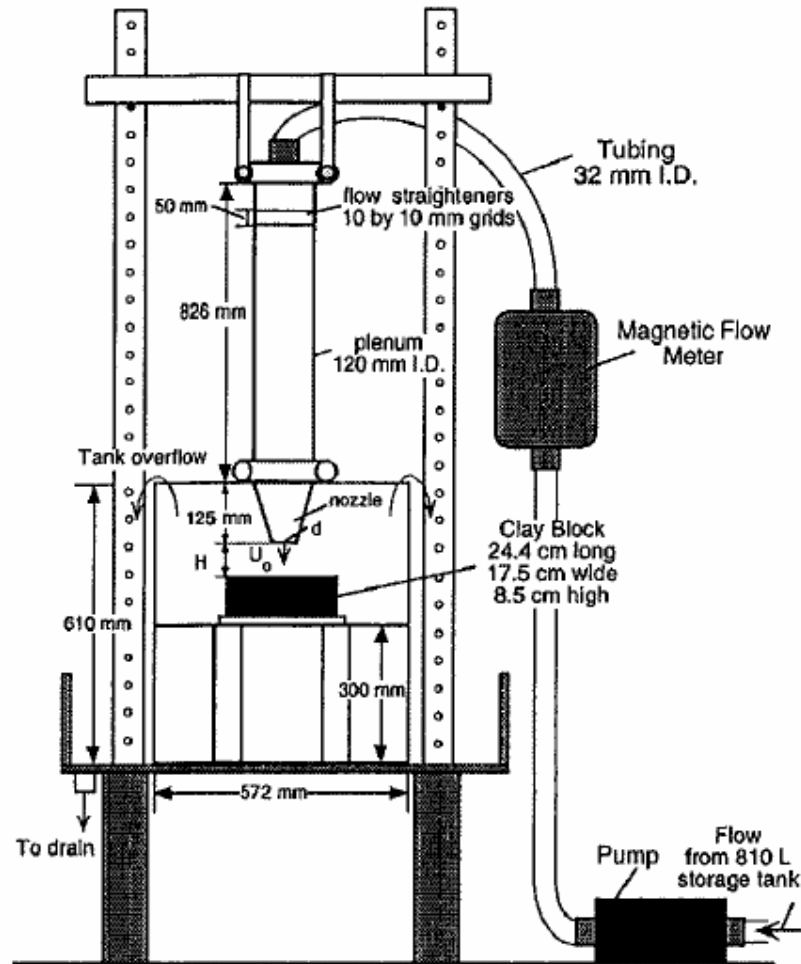


Figure 1.35: Schéma du JET immergé (Mazurek et Rajaratnam, 2001)

La mesure de volume se fait en remplissant d'eau le cône d'érosion, la profondeur d'érosion au centre, la profondeur d'érosion maximale et les autres paramètres du cône d'érosion sont mesurés. Toutefois, pour chaque mesure, on doit arrêter le jet par l'arrêt de pompe, vider l'eau du dispositif. Cela peut influencer les paramètres des étapes d'essai suivantes et il peut aussi être difficile de contrôler la charge hydraulique pour qu'elle reste constante. En outre, il faut beaucoup de temps pour atteindre la profondeur d'équilibre. Ces auteurs ont trouvé que les dimensions du cône d'érosion sont fonction du temps de jet, de la hauteur d'impact et de la distance entre l'orifice du jet et la surface de l'échantillon, de la viscosité et de la densité du fluide érodant, de la contrainte de cisaillement critique.

Al-Madhhachi et al. (2013) ont développé une nouvelle version miniature de JET appelé « mini Jet » qui est facile à utiliser au laboratoire aussi bien qu'*in-situ* (Figure 1.36).



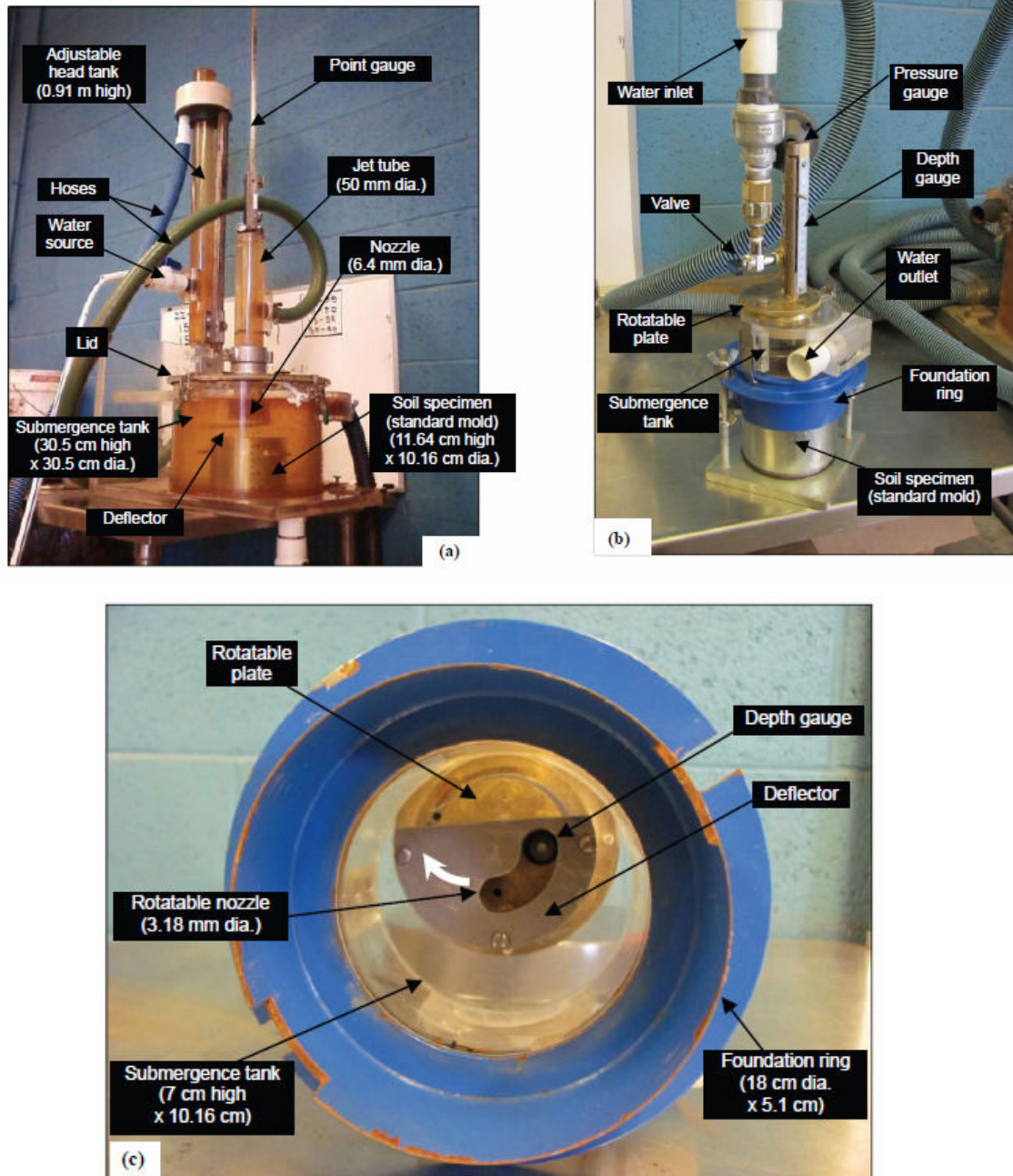


Figure 1.36: Schéma de l'appareil de Mini JET (Al-Madhhachi et al, 2013)

(a) Appareil JET original; (b) Appareil Mini JET; (c) Plaque rotatif de Mini JET

La méthode de mesure de la profondeur d'érosion et d'estimation des paramètres d'érosion est similaire à celle proposée par Hanson (2004) mais les auteurs ont rajouté un coefficient  $C_{je}$  tel que  $C_{je} = \frac{(J_e / J_i)_o}{(J_e / J_i)_m}$ ; où  $J_i$  est la profondeur initiale, l'indice « o » signifie que les paramètres sont obtenus à partir de l'appareil original, l'indice « m »

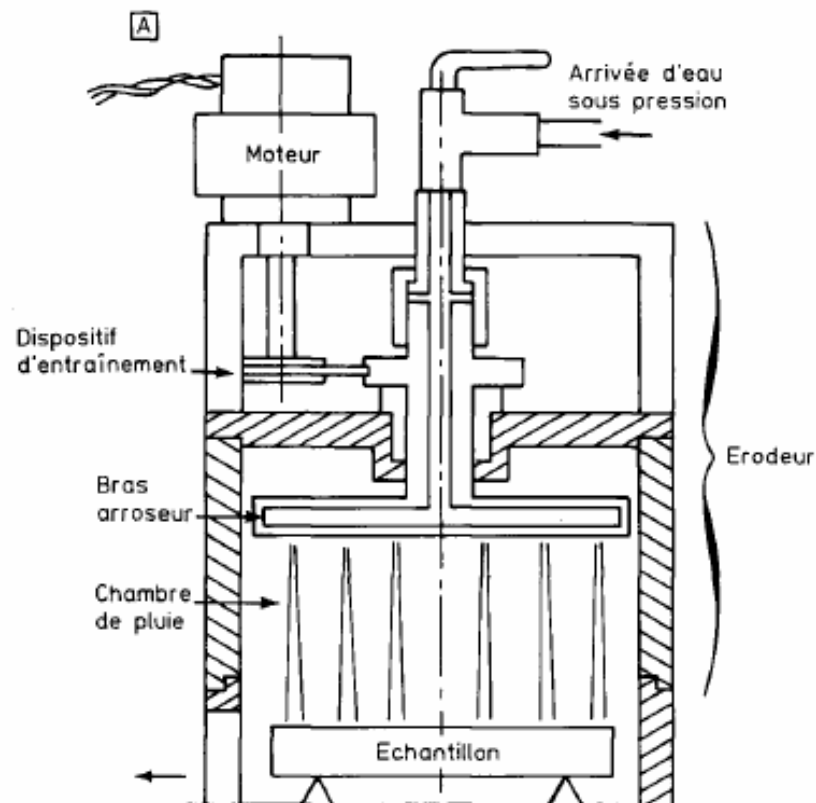
signifie que les paramètres sont obtenus à partir de l'appareil modifié. Alors la contrainte de cisaillement critique est déterminée selon l'équation suivante:  $\tau_c = \tau_o \left( \frac{J_p}{C_{je} J_e} \right)^2$

### Essai d'érodimètre à jets mobiles

Hénensal (1985) a conçu et développé la première version d'un dispositif appelé érodimètre à jets mobiles LCPC ou Mobile Jets Erosion Test au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. L'appareil est de forme rectangulaire (5.2 x 10 x 27 cm) et comporte 7 gicleurs démontables disposés régulièrement et un réservoir.

Ce dispositif d'essai permet d'étudier à la fois l'impact des gouttes de pluie et le transport par ruissellement. Toutefois l'appareil étant statique, Hénensal constate que l'érosion se fait principalement en profondeur et non superficiellement et que le déplacement longitudinal de l'érodeur à la main est possible mais qu'il est dépendant de l'opérateur. Alors, en 1986, un nouveau prototype a été construit avec un mouvement circulaire continu. Ce dispositif comporte 6 jets d'eau identiques qui sont mis en rotation par un moteur (figure 1.37).

Le travail de Hénensal et Duchatel (1990) a porté sur la sensibilité à l'érosion du limon d'Orly compacté à différentes teneurs en eau (12,8; 17 et 20%) et énergies (30; 55 et 110 coups par couche) et du sable de Fontainebleau. Ces auteurs ont étudié l'influence de la pente, de l'énergie de compactage, de produits structurants ou de traitement, du gonflement et de la végétalisation sur la résistance à l'érosion.



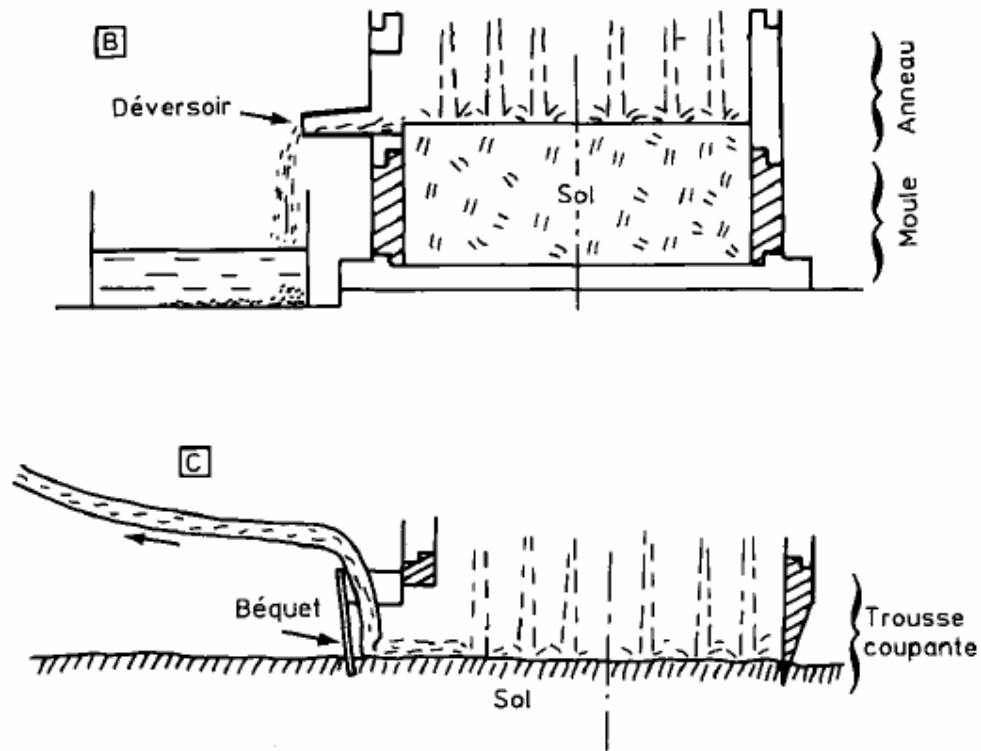


Figure 1.37: Schéma de l'érodimètre à jets: (a) Au laboratoire sur une briquelette, (b) Au laboratoire sur un galette de sol, (c) Sur le terrain (Hénensal et Duchatel, 1990)

### Jet Erosion test horizontal ou "Horizontal wall jet"

Rajaratnam et Berry (1977), Rajaratnam (1981) ont développé un dispositif appelé « Horizontal wall jet » pour étudier l'érosion d'un sable. Ce type d'essai crée un jet parallèle à la surface de l'échantillon au lieu d'un jet perpendiculaire comme dans le JET. Ils ont trouvé que la dimension du cône d'érosion est fonction du nombre de Froude, du diamètre du jet. Ils ont aussi constaté que la profondeur d'érosion maximale, la distance de cette section à l'orifice du jet et la largeur du cône d'érosion augmentent de façon semblable en fonction du temps d'application du jet.

Plus tard, Ade et Rajaratnam (1998) ont utilisé cet appareil pour étudier l'influence du nombre de Froude, de la densité relative et de la profondeur d'eau à l'aval du jet. Ils ont trouvé des relations empiriques pour estimer les dimensions du cône d'érosion.

Faruque et al. (2006) ont étudié l'influence de la profondeur d'eau à l'aval sur le sol non cohérent. Bey et al. (2008) ont étudié l'influence de la largeur du canal en utilisant le JET horizontal. Mazurek (2001), Mazurek et Rajaratnam (2003) ont effectué des essais sur l'argile. Ils ont proposé des équations empirique pour prévoir les dimension du cône d'érosion à partir des paramètres tels que la vitesse du jet, la densité du fluide érodant, l'épaisseur du jet et la contrainte de cisaillement critique du sol. Le schéma de l'appareil JET horizontal est représenté sur la figure 1.38 suivante:



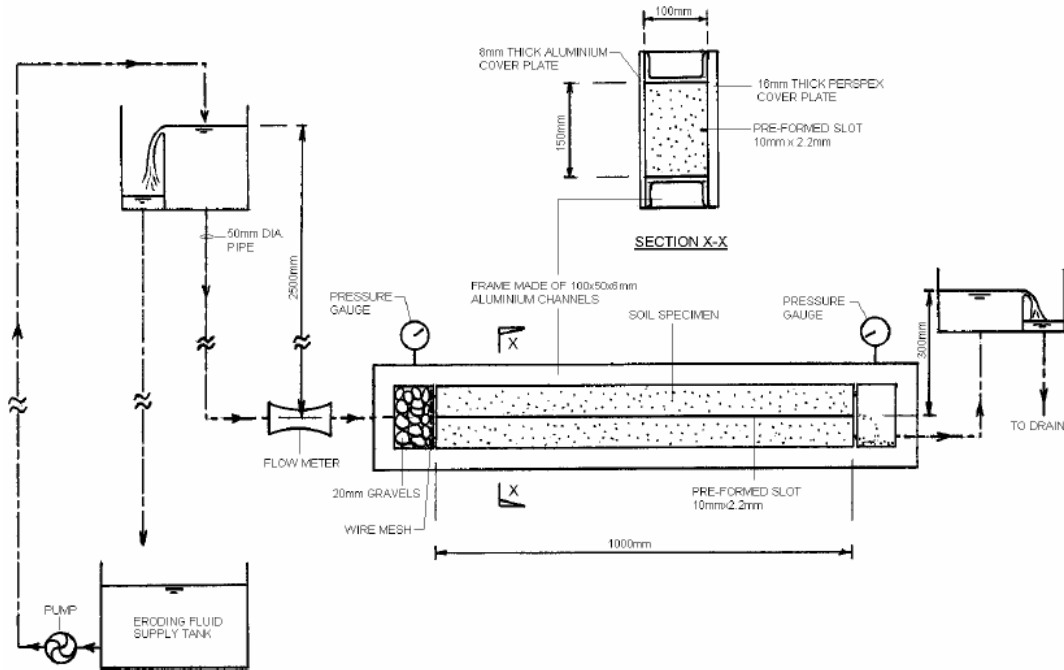


Figure 1.39: Schéma de l'appareil de SET (Wan et Fell, 2002, 2004)

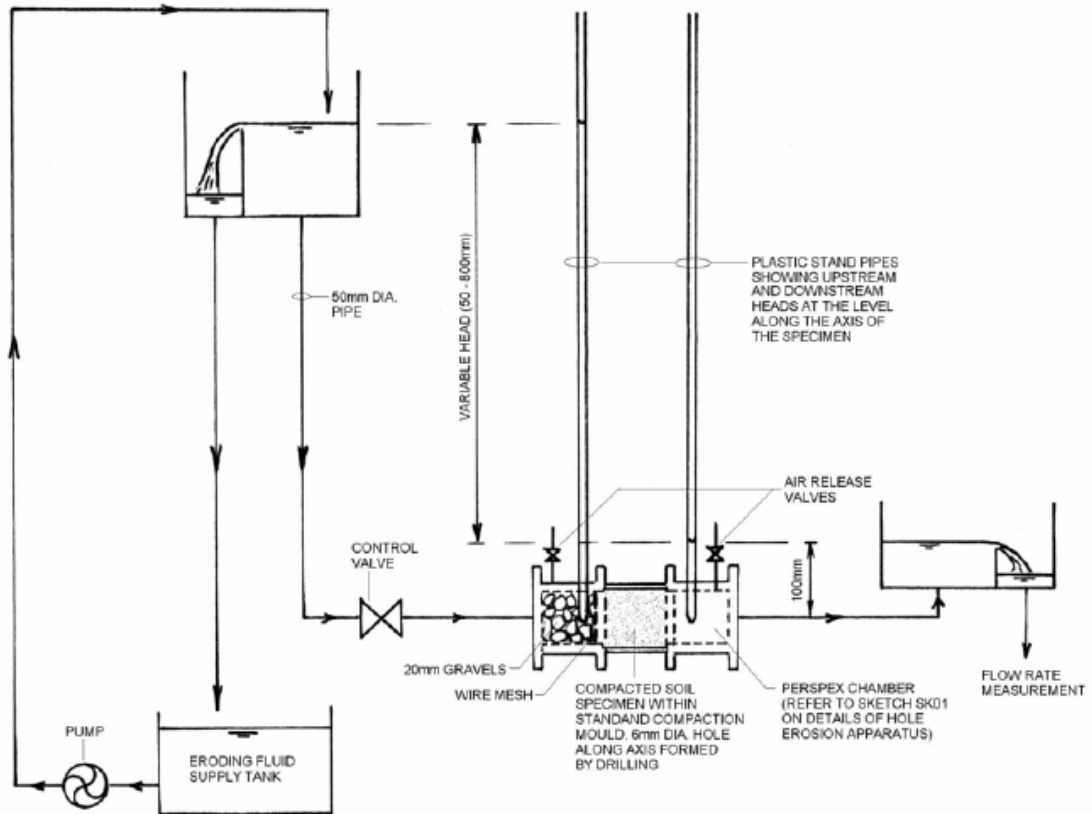


Figure 1.40: Schéma de l'appareil de HET (Wan et Fell, 2002, 2004)

Ils ont proposé une loi d'érosion pour caractériser l'érosion, qui est représentée par l'expression suivante:

$$\dot{\epsilon} = C_e (\tau - \tau_c)$$

Où:  $\dot{\epsilon}$  est le taux d'érosion;  $C_e$  est le coefficient d'érosion, pente de la ligne droite dans la partie montante de la courbe de  $\dot{\epsilon}$  en fonction de la contrainte de cisaillement hydraulique ( $\tau$ );  $\tau_c$  est la contrainte de cisaillement critique à l'intersection de la ligne droite dans la partie montante de la courbe  $\dot{\epsilon}$  ( $\tau$ ) et de l'axe horizontal représentant  $\dot{\epsilon} = 0$ . Ils ont proposé un indice de taux d'érosion ( $I_{SET}$  et  $I_{HET}$ ) pour remplacer  $C_e$ .  $I$  est défini par l'expression suivante:

$$I = -\log(C_e)$$

Sur la base des résultats obtenus, ils ont trouvé qu'il n'y a aucune corrélation entre l'indice d'érosion et la densité sèche ou la teneur en eau. Cependant il existe une corrélation linéaire entre  $I$  et le degré de saturation  $S_r$ , c'est-à-dire que  $I$  augmente avec le degré de saturation. Ils ont aussi trouvé que  $I$  augmente avec le pourcentage d'argile et diminue légèrement avec le pourcentage de sable.

Ils ont constaté que l'on ne peut pas comparer directement les indices d'érosion obtenus au HET avec ceux obtenus au SET car les paramètres d'essais varient d'un essai à l'autre. Mais on peut comparer l'indice d'érosion ( $\tilde{I}$ ) qui représente  $I_{SET}$  et  $I_{HET}$  à la teneur en eau optimale et à la densité sèche correspondant à 95% de la densité sèche optimale. Ils ont indiqué que les corrélations entre  $\tilde{I}_{SET}$  et  $\tilde{I}_{HET}$  sont bonnes pour les sols testés.

Ils ont proposé des relations empiriques pour prévoir l'indice d'érosion et une classification de l'érosion selon la valeur de l'indice d'érosion (tableau 1.1):

Group No.	Erosion Rate Index	Description
1	<2	Extremely rapid
2	2 – 3	Very rapid
3	3 – 4	Moderately rapid
4	4 – 5	Moderately slow
5	5 – 6	Very slow
6	>6	Extremely slow

Tableau 1.1: Classification de l'érosion (Wan et Fell, 2002, 2004)

L' utilisation de l'essai HET est recommandée tandis que l'essai SET n'est utilisé que pour vérifier les résultats obtenus au HET ; cependant le choix fait pour estimer la contrainte de cisaillement critique est discutable.

Pham (2008) et Haghghi (2012) ont amélioré ce dispositif et la méthode d'interprétation des paramètres d'érosion. Ils ont montré que le taux d'érosion diminue et la contrainte de cisaillement augmente avec le pourcentage d'argile.

Toutefois, pour unifier les classifications de l'érosion des sols, Hanson et al. (2010) ont donné une classification à partir de l'indice d'érosion proposé par Wan et Fell (2002, 2004).

$k_d$ (cm <sup>3</sup> /N-s)	<sup>1</sup> $C_e$ (s/m)	<sup>1</sup> $I$ = -log( $C_e$ )	<sup>2</sup> Group No.	<sup>2</sup> Description
1000	0.5 – 0.7	0.2 – 0.3	1	Extremely Rapid
100	0.05 – 0.07	1.2 – 1.3	1	Extremely Rapid
10	0.005 – 0.007	2.2 – 2.3	2	Very Rapid
1	0.0005 - 0.0007	3.2 – 3.3	3	Moderately Rapid
0.1	0.00005 – 0.00007	4.2 – 4.3	4	Moderately Slow
0.01	0.000005 – 0.000007	5.2 – 5.3	5	Very Slow
0.001	0.0000005 – 0.0000007	6.2 – 6.3	6	Extremely Slow

<sup>1</sup> Based on range of  $\rho$  from 1500 to 2000 kg/m<sup>3</sup>.

<sup>2</sup> Group No. and qualitative description grouping based on Wan and Fell (2004).

Tableau 1.2: Relation entre  $k_D$ ,  $C_e$  et  $I$  pour la classification de l'érosion des sols  
(Hanson et al, 2010)

Comme nous l'avons indiqué ci-dessus, les paramètres d'érosion obtenus par JET sont largement différents de ceux obtenus par HET. Regazzoni (2009), dans l'objectif de rapprocher les différentes classifications et d'unifier les catégories de sensibilité à l'érosion des sols a proposé un indice :  $I_\alpha = \log\left(\frac{M_{ero}}{E_{ero}}\right)$  ( $M_{ero}$  est la masse sèche érodée,  $E_{ero}$  est l'énergie d'érosion)

A partir de cette approche, Marot et al. (2011) ont proposé six catégories de sensibilité à l'érosion pour JET et HET (figure 1.41).

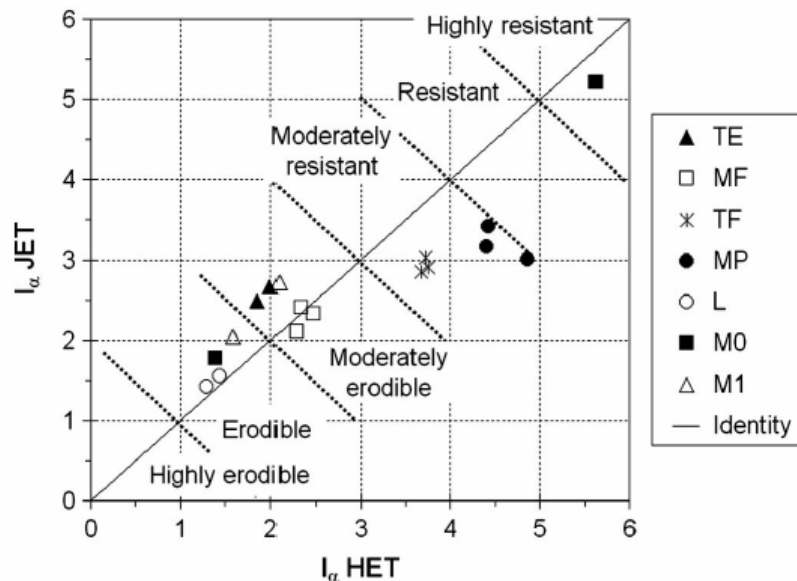


Figure 1.41: Classification de la sensibilité à l'érosion selon l'approche énergétique  
(Marot et al., 2011)

### Essai d'érosion au triaxial ou « Triaxial Erosion test »

Ce dispositif permet de solliciter des échantillons de sol hydrauliquement et mécaniquement pour étudier l'érosion par la suffusion. Il y a possibilité de maîtriser le confinement au cours de l'essai tout en évitant l'apparition d'écoulements parasites autour de l'éprouvette.

Sanchez et al (1983) ont modifié un appareil triaxial normal pour effectuer les essais d'érosion sur les matériaux de cinq barrages en terre (Figure 1.42).

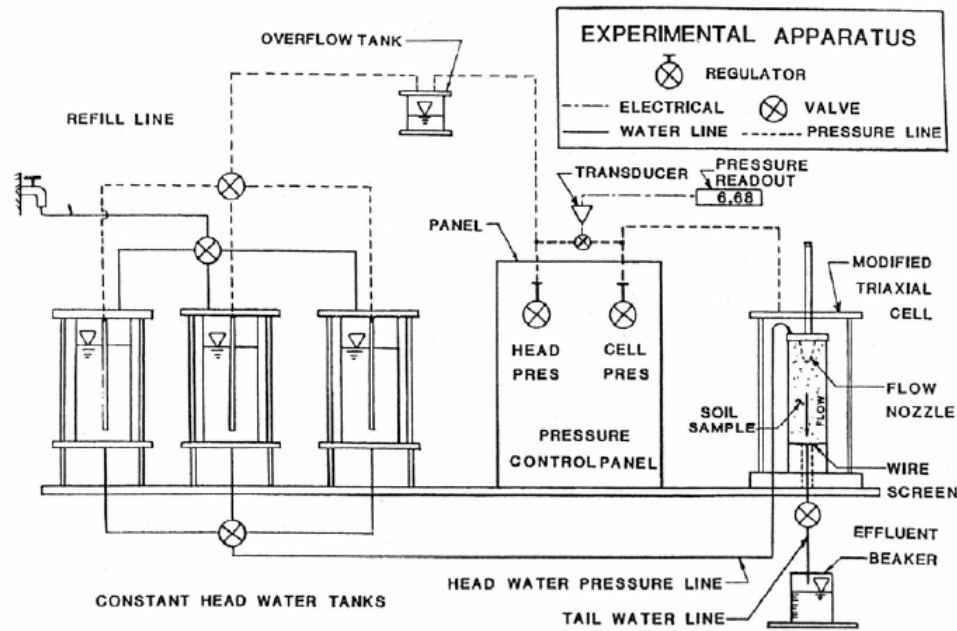


Figure 1.42: Schéma de l'appareil de Triaxial Erosion test (Sanchez et al., 1983)

L'échantillon est compacté dans un moule cylindrique fendu (7.1 cm de diamètre et 5.5 cm de hauteur). Une rainure est formée le long de l'axe de l'éprouvette. Ils ont supposé que la forme de la rainure reste un rectangle en cours d'essai. Ils ont trouvé que la teneur en eau a une influence plus importante sur le sol limoneux que sur le sol argileux. La densité sèche a une influence très réduite à la teneur en eau optimale pour le limon, et pour l'argile le taux d'érosion diminue quand la densité sèche augmente de 90% à 95% de celle optimale.

Bendahmane (2005), Bendahmane et al (2008) ont développé une nouvelle version de l'essai pour tester l'érosion interne par suffusion (Figure 1.43).



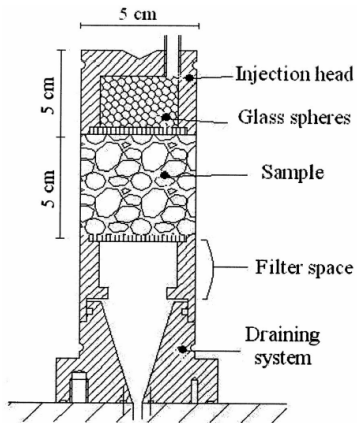


Figure 1.43a: Schéma de cellule triaxiale  
(Bendahmane, 2005)

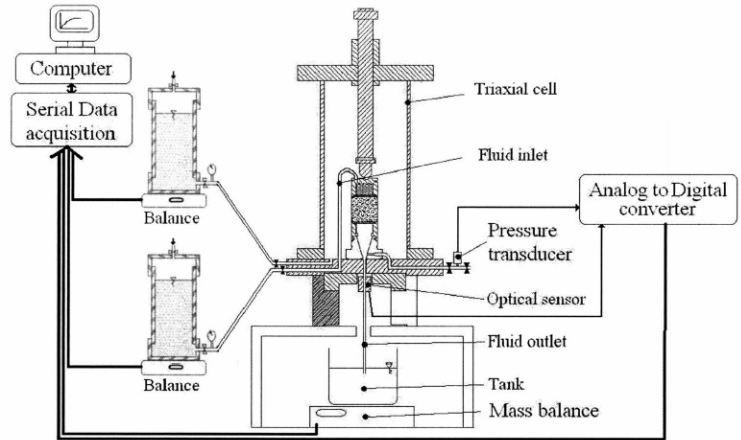


Figure 1.43b:  
Schéma du dispositif de triaxial (Bendahmane, 2005)

Les auteurs ont déterminé un gradient hydraulique critique initial de l'érosion interne par suffusion. Ils ont mis en évidence l'existence d'un second gradient hydraulique critique correspondant à une érosion interne par renard. Ils ont aussi trouvé que l'érosion augmente avec le gradient hydraulique et diminue avec le pourcentage d'argile.

### Essai d'érosion de contact

Ce type d'essai permet d'étudier l'érosion à l'interface d'un échantillon soumis à un écoulement tangent. Il a été développé par Ho (2007) afin d'étudier le comportement des dispositifs en géotextile face à l'érosion. Plus tard, Guidoux (2010) et Béguin (2011) ont étudié l'érosion entre deux couches de matériaux dont les tailles des grains sont différentes soumis à une sollicitation hydraulique contrôlée (figure 1.44).

Ce dispositif permet de tester les conditions propices au détachement et au transport des particules. Les sols grossiers utilisés sont comme les filtres géométriques ouverts pour les sols fins ou proches du critère limite. L'écoulement généré est considéré comme majoritairement localisé dans le sol grossier et sa vitesse nominale est simplement estimée en supposant un écoulement uniforme dans toute la section. Le débit de solide sorti de la cellule est évalué par un turbidimètre. L'écoulement à l'interface de deux couches est généré par une différence de pression mesurée par les capteurs de pression différentielle.

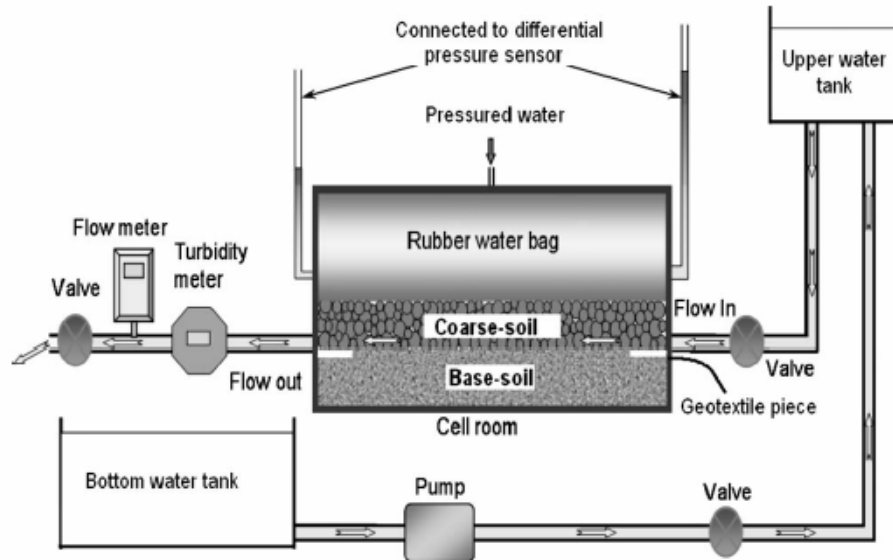


Figure 1.44: Schéma de l'appareil d'Erosion de contact (Ho, 2007)

Béguin (2011) a effectué les essais d'érosion sur plusieurs types de sols reconstitués à l'aide de ce dispositif dans deux configurations: sol fin en-dessous du sol grossier et l'inverse. Il a constaté qu'il existe une vitesse critique d'initiation de l'érosion et proposé une relation empirique pour exprimer cette valeur critique de l'écoulement. L'érosion augmente avec la vitesse de l'écoulement.

## Conclusion

L'objectif étant de réaliser les essais d'érosion de surface avec commodité, nous avons comparé les avantages et les inconvénients des dispositifs d'essai tels que Erosion Function Apparatus (EFA), Hole Erosion Test (HET), Rotating Cylinder Test (RCT), Mobile Jets Erosion Test (MoJET) et Jet Erosion Test (JET). Finalement, nous avons choisi le JET amélioré pour caractériser la sensibilité à l'érosion du sol car il présente la possibilité de l'utiliser au laboratoire aussi bien qu'*in-situ*. Par ailleurs les paramètres d'érosion sont estimés directement.

En outre, dans les classifications existantes, on ne prend pas en compte l'influence de la charge hydraulique appliquée. Or un sol donné peut être résistant sous une charge hydraulique faible mais être érodé sous une charge hydraulique plus élevée. Ce problème est discuté dans le chapitre 5 de ce travail.

## 4. Influence des paramètres d'essai, des propriétés du sol cohésif

L'érosion d'un sol est exprimée par l'équation 1 ci-dessus. Les paramètres d'érosion dépendent de plusieurs facteurs comme les paramètres d'essai, les propriétés du sol, les conditions d'essai, la température... Nous présentons ci-après la synthèse des recherches précédentes sur ces différents aspects.

## Pourcentage d'argile et limites d'Atterberg

De nombreux travaux ont montré que la résistance à l'érosion et la contrainte de cisaillement critique du sol augmentent avec le pourcentage d'argile (Smerdon et Beasley, 1961; Gibbs, 1962; Lyle et Smerdon, 1965; Grissinger, 1966; Christensen et Das, 1973; Kutu et Yen, 1976; Kamphuis et Hall, 1983; Shaikh et al., 1988a; Torft et al, 1994; Mitchener et Torfs, 1996; Bradford et Blanchar, 1999; Bendahmane, 2005, 2008; Wan et Fell, 2002, 2004; Julian et Torres, 2005; Lim, 2006; Pham, 2008). Ces travaux ont montré que l'augmentation du pourcentage d'argile augmente les forces entre les particules et ainsi, augmente la résistance à l'érosion du sol.

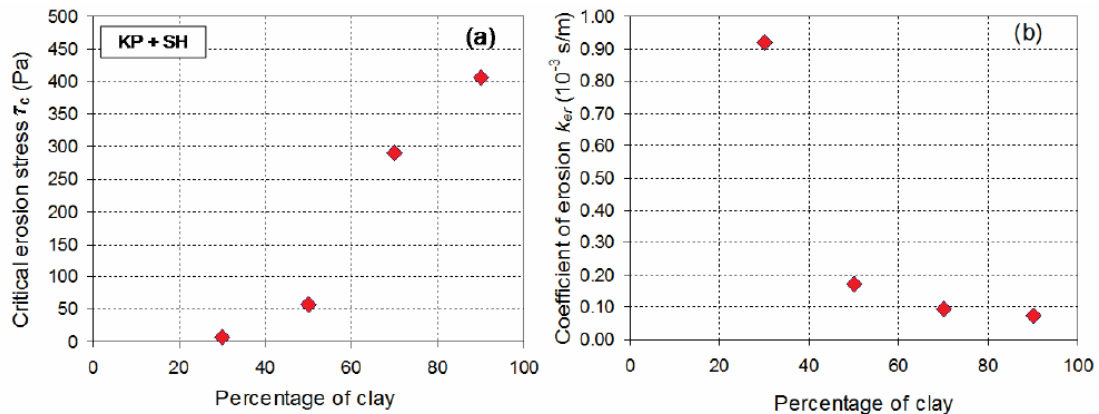


Figure 1.45: Influence du pourcentage d'argile (Bendahmane et Bonelli, 2012)

Concernant l'indice de plasticité, on a montré que la résistance à l'érosion augmente avec l'indice de plasticité du sol (Gibbs, 1962; Lyle et Smerdon, 1965; Kamphuis et Hall, 1983; Ansati et al., 2007). L'indice de plasticité augmente avec le pourcentage d'argile et est fonction de la minéralogie de l'argile.

Gibbs (1962) a fait une synthèse des recherches précédentes sur l'érosion et la force de cisaillement (critical shear stress) s'exerçant sur un sol cohésif pour déterminer l'influence des propriétés mécaniques du sol et aider à trouver une meilleure façon d'évaluer la résistance à l'érosion du sol. Il a réalisé 45 essais de type *Hydraulic flume test* avec des échantillons intacts prélevés dans des canaux, constitués de limon ou d'argile peu plastique. Il a relié la résistance à l'érosion avec la plasticité, la densité et la granulométrie des échantillons testés. Il a conclu que la densité n'est pas la caractéristique distinctive qui sépare les sols de forte résistance à l'érosion et ceux de faible résistance à l'érosion. La granulométrie a 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 (avec une moindre influence de la granulométrie dans ce cas). Les résultats montrent que l'argile est plus résistante que les limons et les limons plastiques plus résistants que les limons peu plastiques. La limite de liquidité a une influence plus forte que la densité et la résistance à l'érosion augmente avec la limite de liquidité.

Lyle et Smerdon (1965) ont effectué les *flume tests* sur sept sols provenant du Texas en testant les sols à trois degrés de compactage différents. Ils ont considéré que la contrainte

de cisaillement critique ( $\tau_c$ ) représentait la contrainte de cisaillement hydraulique qui cause une érosion notable dans le canal. Ils ont conclu que  $\tau_c$  diminuait linéairement avec l'indice de vide, augmentait avec l'indice de plasticité et, à un indice des vides donné,  $\tau_c$  avait la meilleure corrélation avec les propriétés du sol dans l'ordre suivant: l'indice de plasticité, le taux de dispersion, la taille moyenne des particules, le pourcentage d'argile. Ils ont montré aussi l'influence négligeable de la densité sèche et de la teneur en eau.

Shaikh et al. (1988a) ont effectué des essais d'érosion en canal (2.5 m x 15.5 cm x 11 cm) pour étudier l'influence du pourcentage d'argile et de la teneur en eau sur l'érosion du sol et ils ont établi une relation empirique entre le taux d'érosion, la contrainte de cisaillement hydraulique et le pourcentage d'argile. Le fluide d'érosion est l'eau du robinet, le débit d'écoulement est mesuré par un venturi-mètre et la profondeur d'écoulement est maintenue constante. Le schéma de l'appareil est représenté sur la figure 1.22. Ils ont conclu que le taux d'érosion était constant pendant l'essai et que la relation entre le taux d'érosion et la contrainte de cisaillement était approximativement linéaire. Ils ont montré que le taux d'érosion diminue avec le pourcentage d'argile et la résistance au cisaillement critique. En outre, les auteurs ont indiqué que la densité sèche et le degré de compactage n'étaient pas des facteurs importants qui influençaient le taux d'érosion et la contrainte de cisaillement critique. L'influence de la teneur en eau n'a pas été abordée dans ce travail.

### **Minéralogie de l'argile et type de sol**

La minéralogie de l'argile peut influencer sur la résistance à l'érosion du sol. Chritensen et Das (1973), Arulanandan et Perry (1983) ont constaté que le taux d'érosion dépend de la minéralogie de l'argile. Mitchener et Torfs (1996) ont trouvé que la kaolinite est moins érodée que la montmorillonite. Ils ont aussi trouvé que l'augmentation de la contrainte de cisaillement critique avec le pourcentage d'argile dépend du type d'argile.

Hanson et Hunt (2006, 2007), Regazzoni (2009) ont aussi montré que le type de sol influence les paramètres d'érosion (figure 1.47).

### **Effet de la dispersion**

La dispersion correspond au détachement des particules argileuses de la structure du sol ou des autres particules. La dispersion du sol est directement reliée à la minéralogie de l'argile et aussi aux caractéristiques chimiques de l'eau dans les pores.

### **Propriétés chimiques de l'eau d'essai et de l'eau dans les pores**

Il y a une forte influence des propriétés chimiques de l'eau en écoulement et de l'eau dans les pores sur l'érosion du sol, notamment si ces propriétés sont différentes. On utilise le taux d'adsorption de sodium pour décrire les propriétés chimiques de l'eau (SAR), qui est défini par l'expression suivante:

$$SAR = \frac{(Na^+)}{\sqrt{0.5[(Ca^{2+}) + (Mg^{2+})]}}$$

Où :  $\text{Na}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$  sont les concentrations en ions Sodium, Calcium et Magnésium respectivement.

Arulanandan et al. (1973, 1975), Winterwerp et van Kesteren (2004), Fell et al. (2005), Pham (2008) ont montré que le taux d'érosion et le coefficient d'érosion augmentent, et la contrainte de cisaillement critique diminue, lorsque le SAR augmente. Kamphuis (1990) a trouvé que le sol est plus érodé par l'eau contenant du sable que par l'eau pure.

### **Effets de l'énergie de compactage, de la densité sèche et de la teneur en eau**

Christensen et Das (1973) ont effectué des essais de *Hole Erosion Test* sur un sol cohérent. Dans ces essais, ils ont contrôlé la contrainte de cisaillement ( $\tau$ ), la teneur en eau de compactage ( $w$ ) et la température de l'eau.  $\tau$  est déterminé selon l'équation (18) ci-dessus. Ils ont trouvé que l'érosion se produit en trois étapes : au début, le taux d'érosion diminue avec le temps, ensuite il est constant et enfin il augmente avec le temps. La contrainte de cisaillement critique ( $\tau_c$ ) est celle au-delà de laquelle le taux d'érosion augmente rapidement. Au bout du même temps, à la même température et sous la même contrainte de cisaillement, l'érosion diminue avec la teneur en eau. Dans les mêmes conditions, l'érosion augmente avec la température de l'eau. Pour le sol saturé, la densité sèche n'influence pas l'érosion. Ils ont conclu que le taux d'érosion dépendait de la composition du sol, du pourcentage d'argile, de la minéralogie de l'argile.

Kandiah et Arulanandan (1974) ont effectué les tests d'érosion sur le sable limoneux Yolo (saturé et non saturé) en utilisant l'*Hydraulic flume test* et l'essai de cylindre tournant. Tous les échantillons sont imbibés dans l'eau pendant environ 5 minutes avant l'essai. Ils ont trouvé que, pour les essais saturés, la teneur en eau influençait peu l'érosion tandis que, pour les essais non saturés, la contrainte de cisaillement augmente légèrement et le gonflement diminue quand la teneur en eau augmente. Ils ont supposé que le mécanisme d'érosion résultait du gonflement.

Par la suite, Shaikh et al. (1988b) ont effectué des essais d'érosion en canal pour étudier le taux d'érosion d'une argile dispersive (Na-Montmorillonite) et d'une argile non dispersive (Ca-Montmorillonite). Leur étude a porté sur la relation entre le taux d'érosion et la sensibilité à la dispersion. Ils ont conclu que la teneur en eau n'influençait pas le taux d'érosion. Ce travail a été poursuivi par Bardford et Blanchar (1999) qui ont proposé une relation entre le pourcentage et la nature de l'argile et le taux d'érosion.

Chebreiyessus et al. (1994) ont étudié la différence d'érodabilité d'un sol sablo-limoneux du Mexique en utilisant l'*Hydraulic Flume test*. Les auteurs ont conclu que le degré de compactage et la teneur en eau n'influaient pas sur l'érodabilité par rapport à la densité sèche. Ils ont proposé une relation empirique entre le taux de détachement d'érosion, la contrainte de cisaillement et la densité sèche.

Cedeno (1998) a utilisé l'essai de *Slot Erosion Test* (SET) pour étudier l'érosion d'un sol cohérent. Il a trouvé que, à teneur en eau et degré de compactage élevés, la résistance à l'érosion du sol augmentait. L'interruption du jet et sa remise en route soudains augmentent l'érosion. La pente de la surface du sol influence la résistance à l'érosion du sol.

Hanson et Robinson (1993) ont effectué des essais d'érosion en utilisant le JET pour déterminer l'indice de jet et ils ont comparé la résistance à l'érosion de sols ayant subi différents modes de compactage (sol compacté statiquement ou dynamiquement) ou présentant des densités sèches ou des teneurs en eau différentes. Ils ont trouvé que, à une teneur en eau donnée, la résistance à l'érosion augmente avec la densité sèche et à une densité sèche donnée, la résistance à l'érosion augmente avec la teneur en eau sauf lorsque le sol est saturé ; dans ce cas, la résistance à l'érosion diminue avec la teneur en eau. Ils ont aussi trouvé que, à une teneur en eau et un densité sèche données, il n'y a pas de différence de résistance à l'érosion selon le mode de compactage c'est-à-dire que le mode de compactage ne joue pas un rôle important dans l'érosion.

Dans les travaux précédents, certains auteurs ont conclu qu'il y avait une forte influence de la densité sèche sur l'érosion du sol, et notamment la contrainte de cisaillement critique (Kamphuis et Hall, 1983; Hénensal et Duchatel, 1990 ; Hanson et Robinson, 1993; Chebreiyessus et al., 1994; Michener et Torfs, 1996).

Ces auteurs ont trouvé que, pour un sol non saturé, la résistance à l'érosion et la contrainte de cisaillement critique augmentaient avec la densité sèche car l'indice des vides diminue et la force interparticulaire augmente (Gularte et al., 1979a, 1979b; Krone, 1999). Dans le même travail, ils ont montré que le taux d'érosion augmente (la résistance à l'érosion diminue) et la contrainte de cisaillement diminue quand la teneur en eau augmente. Ceci correspond également aux conclusions de Sekine et Nishimori (2008). A l'inverse de cette conclusion, Christensen et Das (1973), Robinson et al (2002a), Lim (2006), Ansati et al (2007), Bendahmane et Bonelli (2012) ont trouvé que la résistance à l'érosion et la contrainte de cisaillement augmentaient avec la teneur en eau et que le coefficient d'érosion diminuait avec la teneur en eau.

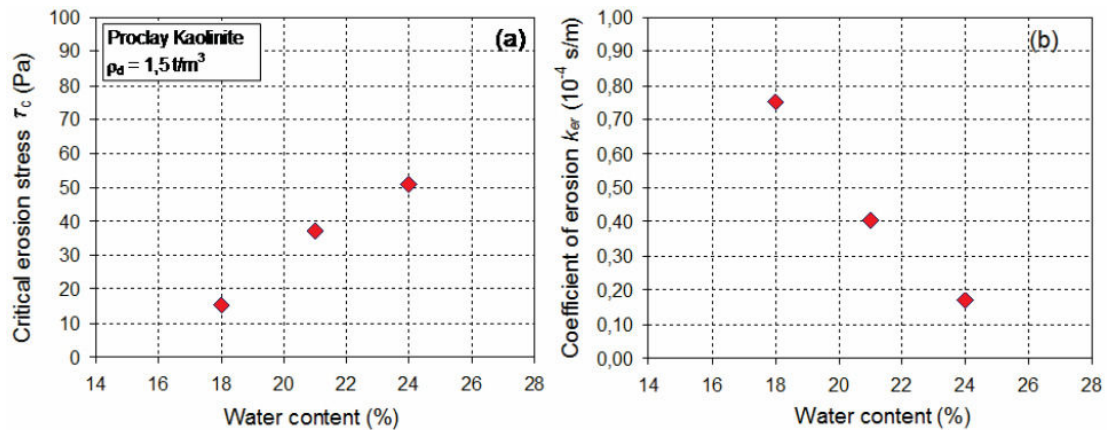


Figure 1.46: Influence de la teneur en eau (Bendahmane et Bonelli, 2012)

Plus tard, de nombreux chercheurs ont étudié l'érosion des sols avec des densités sèches et des teneurs en eau situées sur la courbe de compactage, pour différentes énergies de compactage. Hanson et Hunt (2006), Regazzoni (2009), Regazzoni et al. (2010) ont trouvé que, dans la partie sèche de la courbe de compactage la contrainte de cisaillement augmentait et le coefficient d'érosion diminuait avec la teneur en eau. En revanche, dans la

partie humide de la courbe de compactage, on observe une tendance inverse, c'est-à-dire que la contrainte de cisaillement diminue et le coefficient d'érosion augmente avec la teneur en eau. Ils ont remarqué que l'influence de la partie sèche était plus importante que celle de la partie humide (Figure 1.47).

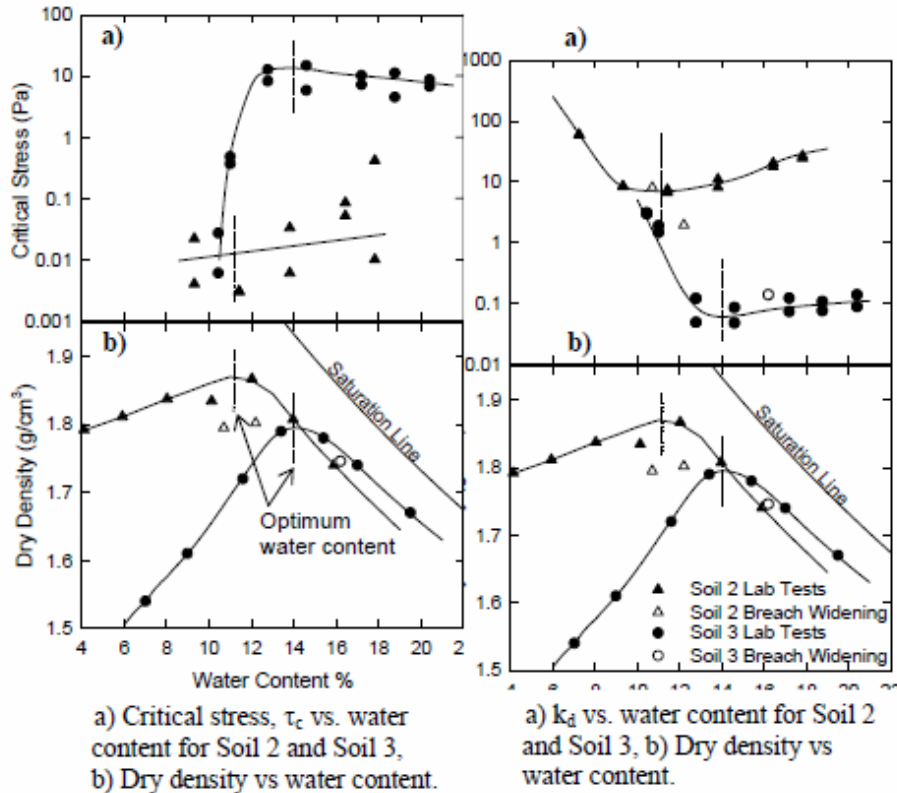


Figure 1.47: Influence de la teneur en eau et de la densité sèche  
(Hanson et Hunt, 2006)

De nombreuses recherches ont montré que la structure du sol influençait significativement la résistance à l'érosion du sol. Lim (2006), Wahl et al (2008) ont noté que la structure du sol a un effet important sur les propriétés du sol ; ils ont trouvé que le taux d'érosion est plus élevé si un sol est compacté du côté sec de la courbe de compactage. Dans ce cas, le sol forme des agrégats et/ou des micro-fissures. Ces dernières permettent une érosion des agrégats plutôt que des particules individuelles. Ils ont souligné que l'influence de la structure dépendait du dispositif utilisé.

Par ailleurs, Hanson et Hunt (2007) ont montré que le type de sol conduisait à différentes sensibilités à l'érosion car le type de sol influence la compacité du sol. Lim (2006), Hanson et Hunt (2007) ont montré l'influence de l'énergie de compactage sur les paramètres d'érosion (Figure 1.48).

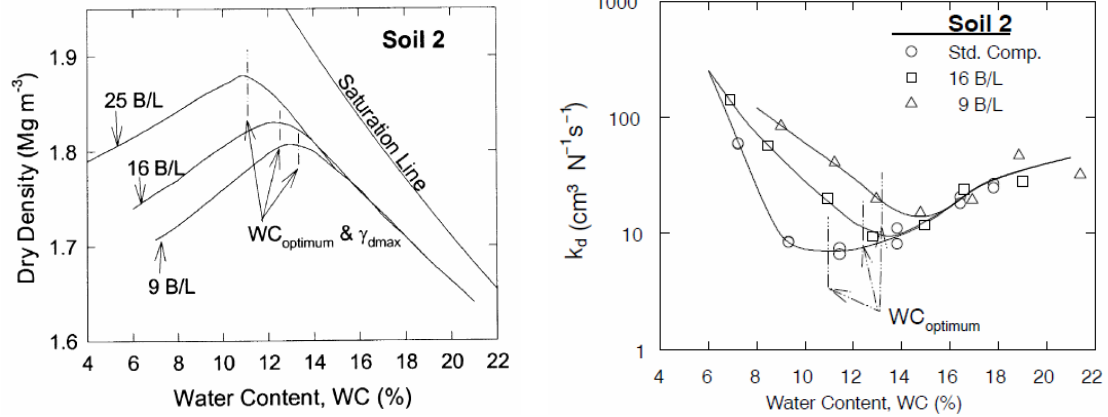


Figure 1.48: Influence de l'énergie de compactage (Hanson et Hunt, 2007)

Ils ont trouvé que la résistance à l'érosion et la contrainte de cisaillement augmentent avec l'énergie de compactage tandis que le coefficient d'érosion diminue. Cependant, ils n'ont pas trouvé d'influence sur l'érosion dans la partie humide de la courbe de compactage.

En conclusion, selon la densité sèche, la sensibilité à l'érosion du sol n'évolue pas de manière unique pour tous les sols et la densité sèche ne peut être pas considérée comme un paramètre suffisamment explicatif (Regazzoni, 2009). Ceci nous a amené à changer de protocole d'essai, qui sera présenté dans le chapitre 4 suivant.

### Effet du degré de saturation

L'influence du degré de saturation a été étudiée par quelques chercheurs : on a constaté que le degré de saturation influençait l'érosion du sol surtout quand le sol était non saturé. On a noté que si un sol est compacté du côté sec de l'optimum de la courbe de compactage, il a une structure plus agrégée et présente des mottes. Shaikh et al. (1988a, b) ont trouvé qu'un sol agrégé (faible degré de saturation) se désagrège plus facilement qu'un sol faiblement agrégé (degré de saturation élevé).

Wan et Fell (2002, 2004, 2006), Lim (2006), Regazzoni (2009), Regazzoni et al. (2010) ont trouvé que la résistance à l'érosion du sol augmentait avec le degré de saturation. Cette conclusion est importante car cela signifie que, quand le noyau de l'ouvrage est saturé, le taux d'érosion diminue et la contrainte de cisaillement augmente.



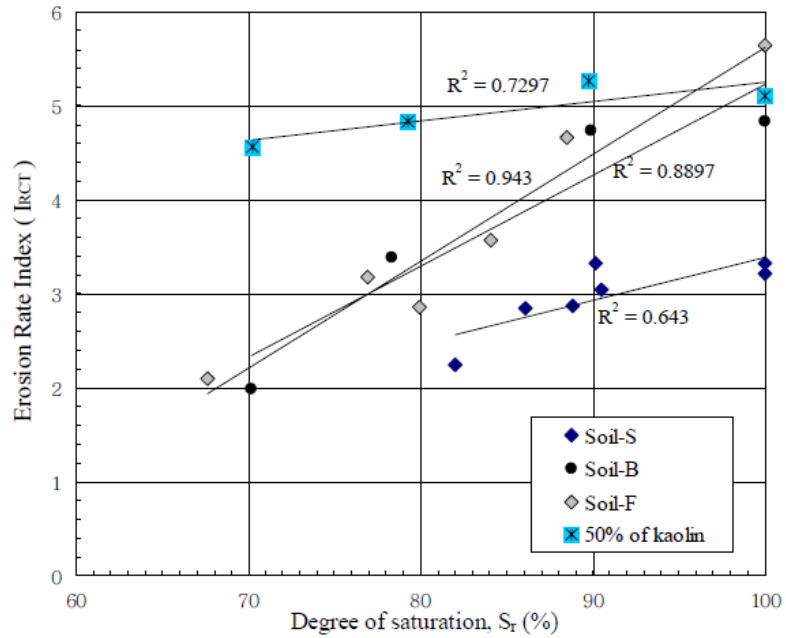


Figure 1.49: Influence du degré de saturation (Lim, 2006)

### Effet de la désagrégation ou « Slaking »

La désagrégation est définie comme la désintégration d'un sol non confiné lorsqu'on l'expose à l'air et l'immerge dans l'eau. Lim (2006), Lim et Khalili (2009) ont montré que la procédure de désagrégation diminue fortement avec le degré de saturation (Figure 1.50). Cette conclusion s'applique aussi au taux d'érosion du sol.

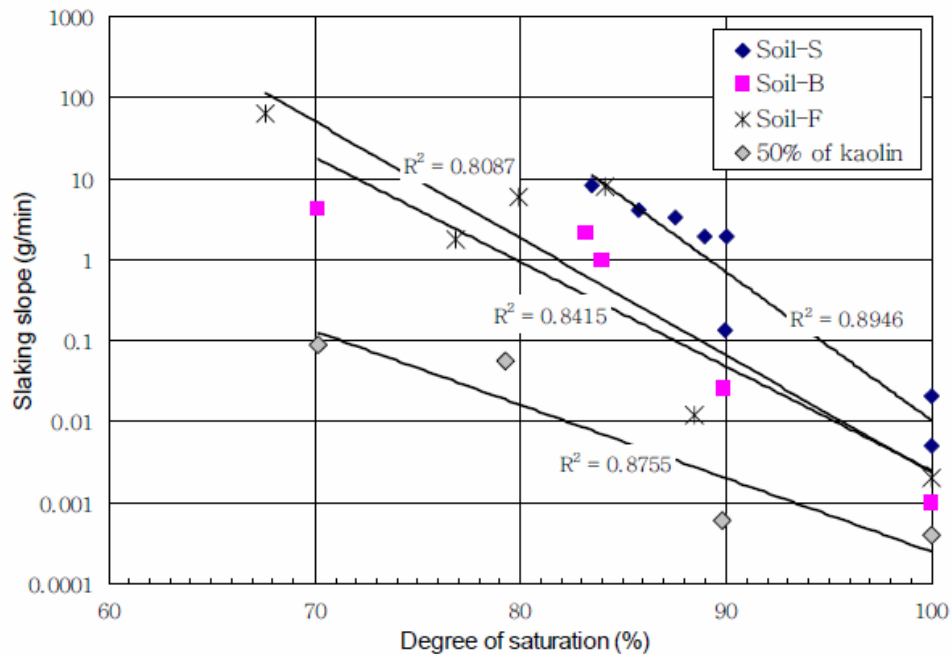


Figure 1.50: Relation entre la désagrégation et le degré de saturation (Lim, 2006)

## Effet de la température

Quelques chercheurs ont observé que l'érosion augmentait avec la température (Christensen et Das, 1973; Kelly et al., 1979, Arulanandan et Perry, 1983). Kelly et al (1979) ont montré que le taux d'érosion surfacique augmente avec la température pour l'illite remaniée. Mehta et Parchure (2000) ont suggéré que l'augmentation de l'érosion avec la température était causée par un affaiblissement des liens entre particules. Cette hypothèse est supportée par la recherche de Zreik et al. (1998) qui montre une diminution de la résistance apparente du sol avec l'augmentation de la température. Grissinger (1966) a observé l'augmentation du taux d'érosion avec la température de l'eau en écoulement. Raudkiwi et Huchinson (1974) ont trouvé que l'influence de la température diminuait avec la salinité de l'eau dans les pores et avec la diminution de taille des particules. Ils ont suggéré que la température n'était pas un facteur important, Moody et al. (2005) ont montré qu'il n'y avait pas de changement du taux d'érosion avec la température, ce qui est confirmé par Sekine et Nishimori (2008).

## Effet de la vitesse de l'écoulement ou de la charge hydraulique appliquée

L'augmentation de la vitesse d'écoulement entraîne l'augmentation de la contrainte de cisaillement hydraulique (selon l'équation 18). Cela fait augmenter le taux d'érosion du sol. Chapuis (1986) a mis en évidence une augmentation linéaire du taux d'érosion avec la contrainte de cisaillement hydraulique (figure 1.28), Sekine et Nashimori (2008) ont effectué des essais pour étudier l'influence de la vitesse de l'écoulement, ils ont trouvé que le taux d'érosion augmentait avec la vitesse d'écoulement imposée tandis que les travaux de Briaud et al. (2001), Briaud (2008) ont montré l'augmentation non linéaire du taux d'érosion avec la contrainte de cisaillement hydraulique (Figure 1.51).

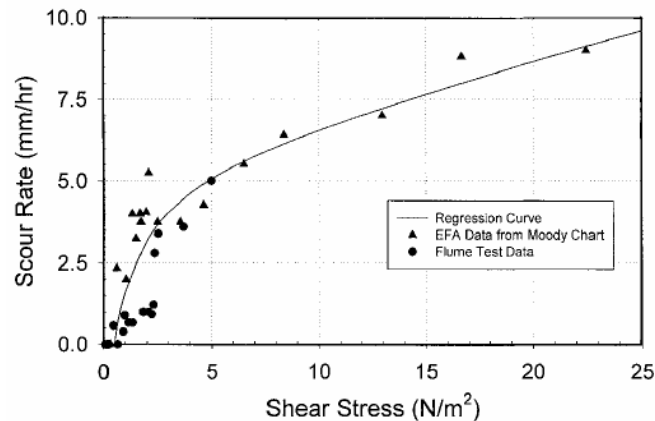


Figure 1.51: Relation entre le taux d'érosion et la contrainte de cisaillement

(Briaud et al., 2001)

Briaud (2008) a classifié la sensibilité à l'érosion du sol selon la contrainte de cisaillement hydraulique appliquée (figure 1.24) : plus la contrainte de cisaillement hydraulique est élevée, plus le taux d'érosion est élevé.

Dao et al. (2012) ont observé l'influence de la charge hydraulique appliquée sur la profondeur d'érosion du sol (figure 1.52). Cette influence est plus nette dans le cas où la distance entre l'orifice du jet et la surface de l'échantillon ( $h_3$ ) est faible.

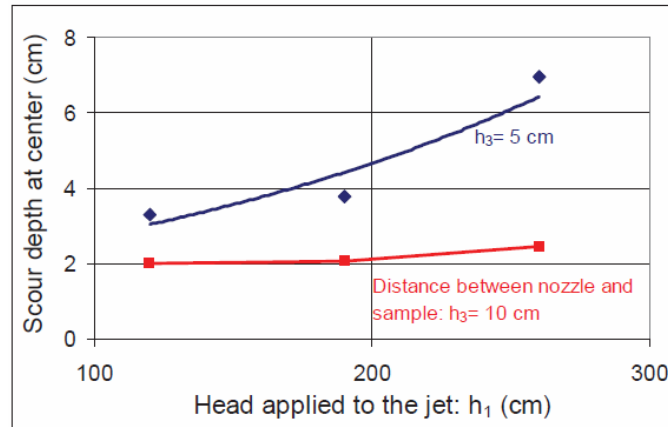


Figure 1.52: Relation entre la profondeur d'érosion au centre de l'échantillon et la charge hydraulique appliquée (Dao et al., 2012)

### Effet de la profondeur d'immersion

La profondeur d'immersion est la distance entre la surface de l'échantillon et la surface d'eau libre (dans notre travail,  $h_2$  est le symbole de la profondeur d'immersion).

Quelques chercheurs ont étudié l'influence de la profondeur d'immersion sur l'érosion en utilisant le JET horizontal (Balachandar et al., 2000; Ghodsian et al., 2006; Sui et al., 2008; Sarathi et al., 2008; Bey et al., 2008; Musavi Jahromi et Helalat Nasserian, 2010; Emiroglu et Tuna, 2011). Ils ont constaté que la profondeur d'immersion (tailwater) avait une certaine influence sur la profondeur d'érosion du sol. Ils ont montré qu'il existait une valeur de la profondeur d'immersion pour laquelle la profondeur d'érosion atteint une valeur maximale. Toutefois, pour le jet vertical, il n'y a aucune recherche qui montre l'influence de la profondeur d'immersion sur l'érosion.

### Conclusion

Comme on l'a vu ci-dessus, en général, la résistance à l'érosion du sol augmente, le coefficient d'érosion diminue, la contrainte de cisaillement critique augmente, le taux d'érosion diminue avec:

- l'augmentation du pourcentage d'argile,
- l'augmentation de la densité sèche,
- l'augmentation de la salinité de l'eau en écoulement et de l'eau dans les pores,
- la diminution du taux d'adsorption de sodium de l'eau dans les pores,
- l'augmentation de la résistance au cisaillement du sol,

- la diminution de la vitesse de l'écoulement ou de la charge hydraulique appliquée.

Cependant, dans les travaux effectués précédemment, pour étudier l'influence de la teneur en eau et de la densité sèche, les échantillons sont compactés dans les conditions Proctor (25 coups par couche) : soit la teneur en eau est optimale et la densité sèche varie, soit la densité sèche est optimale ou égale à 95% de l'optimale et la teneur en eau varie, soit tous les deux varient en suivant la courbe de compactage.

Pour mettre en évidence l'influence de la teneur en eau, de la densité sèche et du degré de saturation, nous avons changé le protocole d'essai et nous avons choisi d'étudier l'influence de la densité sèche avec la teneur en eau variable et l'inverse (voir le tableau 1.3).

w ρ <sub>d</sub>	14	15	16	17	18	19	20
1.55	-	-	-	-	-	-	-
1.6	-	-	-	-	-	-	-
1.65	-	-	-	-	-	-	-
1.7	-	-	-	-	-	-	-
1.75	-	-	-	-	-	-	-

Tableau 1.3 : Préparation des échantillons, w (%), ρ<sub>d</sub> (g/cm<sup>3</sup>)

La détail des résultats de ces essais sur l'influence des paramètres du sol sur l'érosion est présenté dans le chapitre 4.

Par ailleurs, il est nécessaire d'étudier attentivement l'influence de la distance entre l'orifice du jet et la surface de l'échantillon ainsi que l'influence de la profondeur d'immersion de l'échantillon, la durée du temps d'immersion préalable et les autres paramètres d'essais. Ces résultats sont montrés en détail dans le chapitre 5.

## 5. Corrélations entre les paramètres d'érosion et les propriétés du sol

Les différents travaux expérimentaux existants, n'ont généralement pas été menés pour déterminer une relation entre les paramètres d'érosion et les propriétés géotechnique du sol. Dans ce paragraphe, nous présentons quelques corrélations proposées par les chercheurs pour mettre en évidence la relation entre la contrainte de cisaillement, l'indice d'érosion, la profondeur d'érosion, la vitesse de l'écoulement d'une part et les paramètres du sol tels que la taille des particules, les limites d'Atterberg, le pourcentage d'argile, la teneur en eau... d'autre part.

### *Vitesse de l'écoulement*

Mirtskhulava et al. (1967, cité par Mazurek, 2001) ont proposé une vitesse  $U_n$ , telle que l'érosion se produise si la vitesse de l'écoulement est supérieure à  $U_n$  :

$$U_n = 1.25 \sqrt{\frac{2gm'}{0.3\rho_o n} \{\rho_d - \rho_o\} D + 1.25 \{C'_\kappa + P_d + P_h\}}$$

Où:  $U_n$  est la vitesse-seuil d'érosion ;  $g = 9.81 \text{ Nm/s}^2$  ;  $n = 4$  pour les tests *in-situ* et 2.25 pour les tests de laboratoire ;  $m' = 1$  pour l'eau d'écoulement pure et 1.6 pour l'eau contenant des sédiments ;  $\rho_d$  et  $\rho_o$  sont respectivement la masse volumique sèche du sol et celle de l'eau ;  $D$  est le diamètre des agrégats ;  $C'$  est la résistance à la fatigue, qui dépend de la cohésion à l'état saturé ;  $\kappa$  est le coefficient d'homogénéité du sol ( $\kappa = 0.5$ ) ;  $P_d$  est la pression exercée par le jet sur les agrégats emportés,  $P_h$  est une pression hydrostatique qui agit sur le contact entre les agrégats.

### ***Taille des particules***

Shields (1936, cité par Briaud et al, 2001) a suggéré une relation empirique pour prévoir la contrainte de cisaillement critique à partir du diamètre moyen des grains  $D_{50}$  qui représente le diamètre de tamis où les grains passent à 50% en masse :

$$\tau_c \text{ (N/m}^2\text{)} = D_{50} \text{ (mm)}$$

Plus tard, Smerdon et Beasley (1961, cité par Clark et Wynn, 2007) ont proposé une autre relation entre les deux paramètres  $\tau_c \text{ (N/m}^2\text{)}$  et  $D_{50} \text{ (mm)}$ :

$$\tau_c = 3.54.10^{-28.D_{50}}$$

Briaud et al. (2001) ont proposé une relation qui prend en compte l'interaction entre les particules :

$$\tau_c = \frac{2(\rho_d - \rho_w).g.\sin\beta}{3.\alpha(1 + \cos\beta)}.D_{50}$$

Où:  $\rho_d$  et  $\rho_w$  sont respectivement les masses volumiques des particules et de l'eau;  $\alpha$  est la proportion entre la surface de frottement effective et la section transversale maximale de particule cubique ;  $\beta$  est la moitié de l'angle de contact entre 3 particules.

Ils ont suggéré que cette formule n'était adaptée qu'au sable mais pas aux matériaux fins comme le limon et l'argile, car elle ne tient pas compte des forces entre les particules de sol fin. Dans notre travail sur le limon, ces deux formules ne sont pas adéquates.

### ***Limites d'Atterberg***

Quelques travaux ont montré que l'indice de plasticité était un paramètre de caractérisation plus important que les autres. Certains chercheurs ont proposé de l'utiliser pour prévoir la contrainte de cisaillement critique.

Smerdon et Beasley (1959, cité par Chapuis, 1986b) ont proposé une relation entre la contrainte de cisaillement critique et l'indice de plasticité  $I_p$  :

$$\tau_c = 0.0034I_p^{0.84} \text{ ou } \tau_c = 0.0022I_p^{0.82}$$

Dunn (1959, cité par Chapuis, 1986b) a proposé une relation entre la contrainte de cisaillement critique et l'indice de plasticité via la résistance au cisaillement non drainée  $C_{uv}$ :

$$\tau_c = 0,02 + \frac{c_{uv} \cdot \tan \theta}{1000} + 0,18 \cdot \tan \theta, \text{ où } \theta = 30 + 1,73 I_p$$

Gibbs (1962) a proposé la classification de la sensibilité à l'érosion du sol par les limites d'Atterberg comme l'indice de plasticité (figure 1.53). Selon lui, plus la limite de liquidité et l'indice de plasticité sont élevés, plus la résistance à l'érosion est élevée, ce qui est cohérent avec ce que nous avons vu précédemment (voir paragraphe 4 ci-dessus).

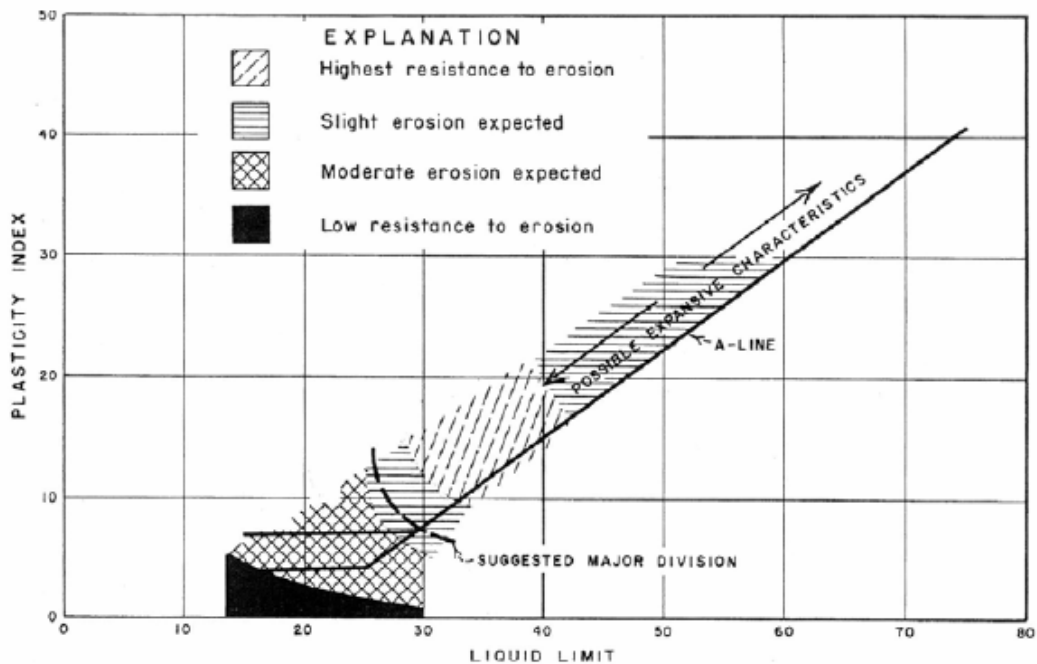


Figure 1.53: Classification de la résistance à l'érosion (Gibbs, 1962)

Arulanandan et Perry (1983) ont effectué des essais d'érosion sur les matériaux de noyaux imperméables de barrages pour étudier la validité de la contrainte de cisaillement pour quantifier l'érodabilité de ces matériaux. Ils ont montré que la classification de Gibbs (1962) n'était pas adéquate dans ce cas parce qu'elle ne prend pas en compte des facteurs importants qui affectent la résistance à l'érosion comme la minéralogie de l'argile, la composition du fluide érodant ni de l'eau des pores.

Ils ont proposé de qualifier l'érodabilité du sol en se basant sur la contrainte de cisaillement produite par l'écoulement. Ils ont trouvé aussi que la contrainte de cisaillement critique était influencée par le pourcentage d'argile, le pH, la température et la texture du sol. La contrainte de cisaillement critique ( $\tau_c$ ) peut être utilisée comme un paramètre fondamental pour classer les propriétés d'érosion du sol. A la base des résultats obtenus, ils ont proposé une classification de la résistance à l'érosion: un sol est

érodable pour  $\tau_c < 0.4$  Pa, un sol est moyennement érodable pour  $0.4 \text{ Pa} < \tau_c < 0.9$  Pa et un sol est résistant à l'érosion pour  $\tau_c > 0.9$  Pa (figure 1.54).

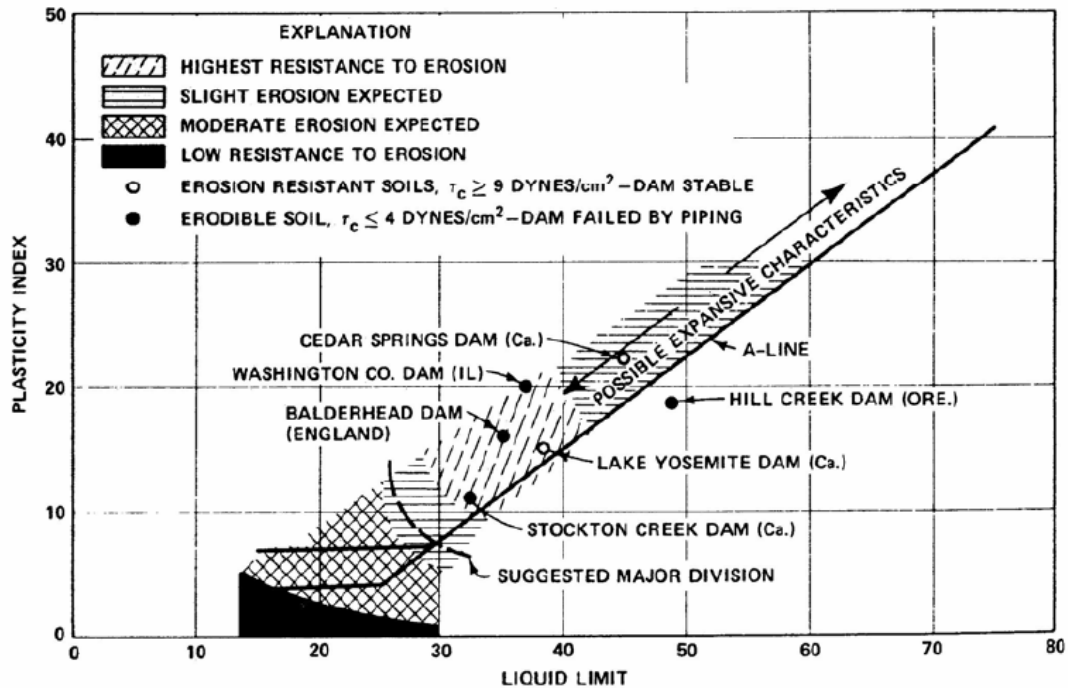


Figure 1.54: Classification de la résistance à l'érosion (Arulanandan et Perry, 1983)

Pourtant, les travaux de Briaud et al (2001), Wan et Fell (2002) ont montré qu'il n'y avait pas de corrélation pertinente entre la contrainte de cisaillement critique et l'indice de plasticité.

Comme nous l'avons indiqué dans le paragraphe 4 ci-dessus, de nombreux chercheurs ont montré l'influence du pourcentage d'argile sur l'érosion du sol. Smerdon et Beasley (1961, cité par Clark et Wynn, 2007) ont proposé une relation empirique entre la contrainte de cisaillement critique et le pourcentage d'argile  $P_c$ :

$$\tau_c = 0,493.10^{0,0182.P_c}$$

Julian et Torres (2006) ont proposé d'estimer la contrainte de cisaillement critique grâce au pourcentage d'argile et de limon (diamètre des particules  $< 0.063$  mm) :

$$\tau_c = 0,1 + 0,1779.S_c + 0,0028.S_c^2 - 2,34.10^{-5}.S_c^3 ;$$

où  $S_c$  est le pourcentage d'argile et de limon)

### Résistance au cisaillement du sol (soil shear strength)

Quelques chercheurs ont essayé de trouver une relation pour prévoir la contrainte de cisaillement à partir de la cohésion ou de la résistance au cisaillement du sol (Dunn, 1959 ; Lyle et Smerdon, 1965; Krishnamurthy, 1983; Torri et al., 1987; Rauws and Govers, 1988; Crouch and Novruzzi, 1989; Michell, 1993; Reddi et Bonala, 1997; Franti et al., 1999). Ils

ont trouvé que la contrainte de cisaillement critique augmentait avec la résistance au cisaillement du sol.

Dunn (1959, cité par Garde et Raju, 2000) a trouvé une relation entre  $\tau_c$ , l'indice de plasticité et la résistance au cisaillement :

$$\tau_c = (\tau_s + 8612) \cdot \tan\{30 + 1.73 I_p\}$$

Léonard et Richard (2004) ont effectué des essais et regroupé les données de travaux précédents (figure 1.55) pour donner une relation entre la contrainte de cisaillement critique et la résistance au cisaillement, grâce à la formule suivante:

$$\tau_c \approx 2,6 \cdot 10^{-4} \cdot \sigma_s ; \text{ où } \sigma_s \text{ est la résistance au cisaillement}$$

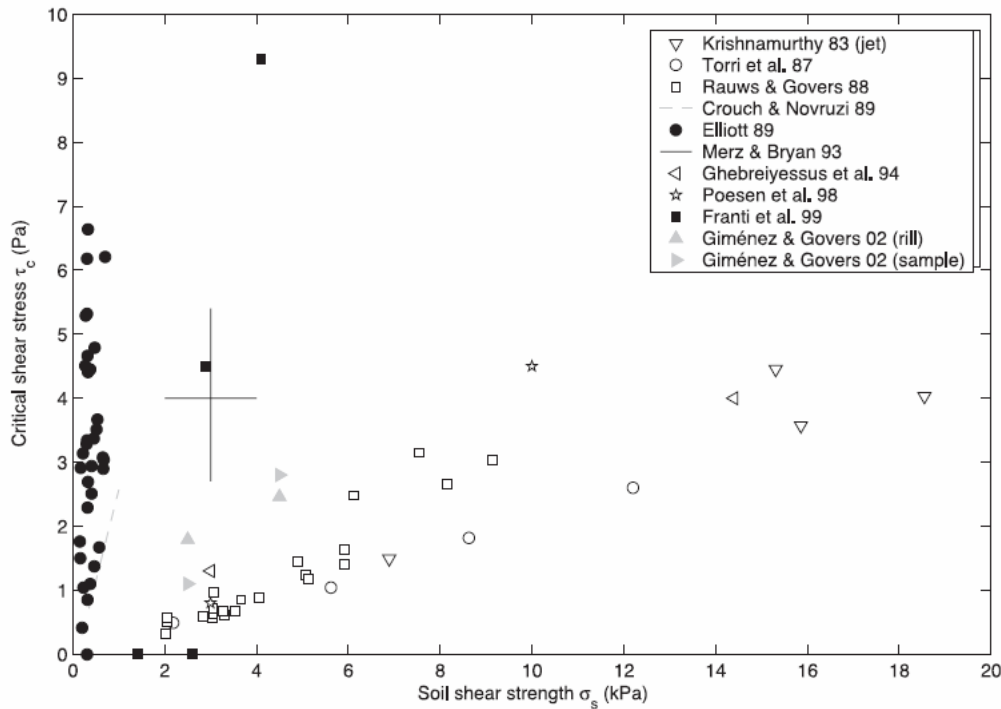


Figure 1.55: Relation entre la contrainte de cisaillement critique et la résistance au cisaillement du sol (Léonard et Richard, 2004)

La cohésion étant déterminée par la résistance au cisaillement, elle donne une valeur de la contrainte de cisaillement critique qui est très élevée et dépend des méthodes de mesure. En fait, à l'intérieur de la masse de sol, les grains sont entourés par d'autres grains et leur décompactage ne peut pas se produire facilement. Au contraire, à la surface, les grains au contact de l'écoulement sont plus libres, donc le sol apparaît moins résistant au cisaillement.

En outre, il existe beaucoup d'autres facteurs qui peuvent affecter l'érosion tels que la structure ou la texture du sol, les propriétés chimiques et la nature du fluide érodant. Les équations empirique ne peuvent être applicables qu'à certains types de sol. C'est la raison pour laquelle Chapuis (1986a), Clark et Wynn (2007) ont recommandé de mesurer



directement la contrainte de cisaillement critique par des essais d'érosion en laboratoire ou in situ.

### ***Densité sèche du sol et autres paramètres géotechniques***

Mitchener et Torft (1996) ont proposé une relation entre la contrainte de cisaillement critique et la densité sèche du sol  $\rho_d$ :

$$\tau_{cr} = E_1(\rho_d - 1000)^{E_2}$$

où :  $\tau_{cr}$  (N/m<sup>2</sup>),  $\rho_d$  (kg/m<sup>3</sup>),  $E_1 = 0,015$  ;  $E_2 = 0,73$

Wan et Fell (2002, 2004) ont suggéré deux relations empiriques pour prévoir l'indice d'érosion ( $\hat{I} = -\log(Ce)$ ) à partir de la densité sèche, de la teneur en eau, du degré de saturation pour les sols grossiers et les sols fins en utilisant le SET et le HET.

+ Pour les sols à gros grains :

$$\hat{I}_{HET} = 6.62 - 0.016\rho_d - 0.10\frac{\rho_d}{\rho_{d\max}} - 0.044w - 0.074\Delta w_r + 0.11S_r + 0.061Clay(U.S)$$

avec un coefficient de corrélation  $R^2 = 0.77$ ,

$$\hat{I}_{SET} = -8.836 + 6.904\rho_d - 0.12\frac{\rho_d}{\rho_{d\max}} + 0.386w - 0.075\Delta w_r + 0.056S_r + 0.088Clay(U.S)$$

où:  $\hat{I}_{HET}$  et  $\hat{I}_{SET}$  - l'indice d'érosion pour le HET et SET,  $\Delta w_r = \frac{w - w_{opt}}{w_{opt}}$  (%),  $S_r$  : degré de saturation, et Clay (U.S) : fraction massique plus fine que 0.005mm (%).

+ Pour les sols à grains fins :

$$\hat{I}_{HET} = -10.20 + 9.57\rho_d - 0.042\frac{\rho_d}{\rho_{d\max}} + 0.10w + 0.097\Delta w_r - 0.0056Fines \\ + 0.042Clay(U.S) - 0.090w_{LL} + 0.11I_p + 0.44Pinhole$$

avec un coefficient de corrélation  $R^2 = 0.73$ ,

$$\hat{I}_{SET} = -9.153 + 16.528\rho_d - 0.194\frac{\rho_d}{\rho_{d\max}} + 0.24w + 0.021\Delta w_r - 0.00293Fines \\ + 0.048Clay(U.S) - 0.011w_{LL} + 0.0082I_p + 0.558Pinhole$$

Où : Fines : teneur en fines (<0,075 mm),  $I_p$  : indice de plasticité, Pinhole : valeur du *pinhole test* (comprise entre 1 et 6),  $w_{LL}$  : limite de liquidité.

Ici, les auteurs recommandent fortement la réalisation d'essais HET plutôt que d'utiliser ces équations parce que les équations sont jusqu'à présent basées sur un nombre limité de sols. *Ces équations ne doivent pas être utilisées pour prédire  $I_{HET}$  pour les sols dispersifs. En outre, ces équations ne seront utilisées que si des essais HET et SET ne*

peuvent être organisés. Selon les auteurs, les équations peuvent être utilisées pour l'évaluation de l'érosion interne et du renard en comparant  $\tau \cong \frac{\rho_w g W_c H}{2L}$  avec  $\tau_0$  ;

Où :  $W_c$  : largeur de fissure ouverte uniforme (m);  $H$  : différence entre les niveaux d'eau amont et aval (m);  $L$  : longueur de fissure (m).

Regazzoni (2009) a relié l'indice de résistance à l'érosion

$$(I_\alpha = -\log(\alpha); \alpha = \frac{\text{Masse\_erodee\_seche}}{\text{Energie\_dissipee\_par\_erosion}})$$

avec trois autres paramètres:

$$I_\alpha = 5.69 - 12.73w_{PL} - 4.59c + 4.68S_r ; R^2 = 0.84;$$

$$I_\alpha = -1.36 + 8.69w_{LL} + 2.68c + 2.08S_r ; R^2 = 0.81;$$

où:  $w_{LL}$  : limite de liquidité ;  $w_{PL}$  : limite de plasticité ;  $c = \rho_d/\rho_{\max}$  : compacité

### **Conclusion**

De nombreux chercheurs ont essayé de trouver des relations empiriques entre les paramètres d'érosion et les propriétés géotechniques, mais celles-ci ne sont valables que dans certains sols. Toutefois, il n'y a aucune relation prenant en compte les paramètres hydrauliques tels que la charge hydraulique, la profondeur d'immersion du sol, la distance entre l'orifice du jet et la surface de l'échantillon ou le temps d'immersion préalable. L'établissement des relations empiriques pour prévoir les paramètres d'érosion est nécessaire. Dans le cadre de ce travail, nous étudierons l'influence des paramètres hydrauliques (chapitre 5) et nous essayerons de les prendre en compte dans les relations empiriques (chapitre 6).

## **6. Méthodes d'interprétation des essais d'érosion et calcul des paramètres**

Dans ce paragraphe, nous présentons les méthodes pour estimer les paramètres d'érosion (la contrainte de cisaillement critique  $\tau_c$ , et le coefficient d'érosion  $k_D$ ) du JET dans l'équation (1) ci-dessus.

### **Méthode de Hanson**

L'objectif de l'essai est de déterminer les valeurs de  $k_D$  et de  $\tau_c$  de la loi d'érosion. Celles-ci sont déterminées au moyen d'un module solveur dans le programme Excel. Le schéma de la distribution des contraintes de cisaillement sous un jet axisymétrique immergé est présenté sur la figure 1.56.

La longueur du cœur de potentiel  $J_p$  peut s'exprimer en fonction du diamètre de l'orifice  $d_0$  et d'un coefficient de diffusion  $C_d$ , (Beltaos et Rajaratnam, 1977).

$$J_p = C_d \cdot d_0; \quad (19)$$

où:  $C_d$  est prise entre 6,2 et 6,3.

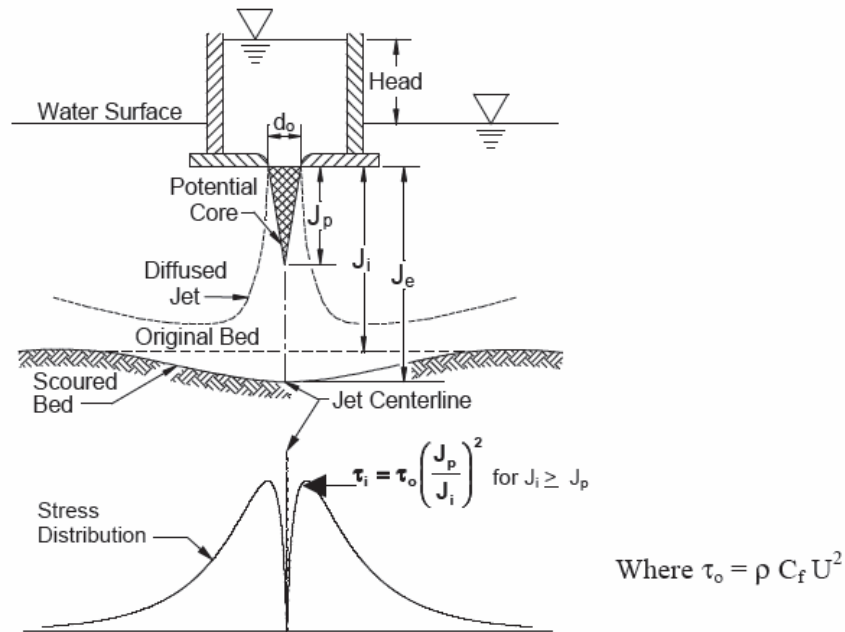


Figure 1.56: Schéma de la distribution des contraintes de cisaillement sous un jet axisymétrique immergé.

La profondeur  $J_e$  représente la distance entre l'orifice de sortie du jet et la profondeur du sol telle que la contrainte de cisaillement ne soit plus suffisante pour qu'il y ait érosion. Elle pourrait donc être utilisée pour évaluer la valeur du cisaillement critique. Selon la théorie des jets, le rapport entre la vitesse en tous points du jet (hors cœur de potentiel) et la vitesse en sortie du jet équivaut au rapport inverse des distances :

$$U = \frac{J_p}{J} U_0 ; \quad (20)$$

Avec:  $U_0$  – vitesse initiale en sortie du jet qui est donnée par le théorème de Bernoulli ( $U_0 = \sqrt{2 \cdot g \cdot h_1}$ ),

$h_1$  : différence de hauteur entre la sortie du jet et la surface de l'eau du réservoir supérieur.

La contrainte de cisaillement en tous points de l'axe du jet découle de la vitesse:

$$\tau = C_f \cdot \rho \cdot U^2 \quad (21)$$

où  $C_f$  est un coefficient de frottement évalué à 0,00416

Pour une distance  $J$  sur l'axe, ce coefficient exprime le rapport entre la contrainte de cisaillement maximale (qui s'exerce en un point radialement éloigné de l'axe) et la vitesse axiale (verticale). Il permet donc le passage de l'écoulement vertical à la contrainte horizontale. En combinant les équations (20) et (21), une relation entre la profondeur et la contrainte de cisaillement est déduite:

$$\tau = \left( \frac{J_p}{J} \right)^2 \cdot \tau_0 \quad (22)$$

Ce qui permet d'en déduire la valeur de  $\tau_c$

$$\tau_c = \left( \frac{J_p}{J_e} \right)^2 \cdot \tau_0 \quad (23)$$

Malheureusement, la profondeur  $J_e$  est très longue à atteindre. La méthode utilisée par conséquent est une méthode d'ajustement entre une courbe expérimentale incomplète et une courbe théorique de la profondeur d'érosion en fonction du temps. L'asymptote représente la valeur de  $J_e$  dont est déduite la contrainte de cisaillement critique. Le paramètre  $k_D$  sera, quant à lui, un autre paramètre d'ajustement qui représente la vitesse à laquelle l'asymptote est atteinte. Comme expliqué précédemment, l'érosion des sols cohérents peut s'exprimer en fonction de la contrainte de cisaillement par la loi d'érosion:

$$\frac{dJ}{dt} = \dot{\epsilon} = k_D (\tau - \tau_c)^n \quad (24)$$

Ici,  $n$  est l'exposant ; de façon préliminaire, on peut supposer  $n = 1$ .

L'équation de la courbe théorique est obtenue après un développement mathématique, par intégration de celle-ci:

$$t_m = \frac{J_e}{k_D \tau_c} \left[ 0,5 \ln \frac{1 + \frac{J}{J_e}}{1 - \frac{J}{J_e}} - \frac{J}{J_e} - 0,5 \ln \frac{1 + \frac{J_i}{J_e}}{1 - \frac{J_i}{J_e}} + \frac{J_i}{J_e} \right] \quad (25)$$

Les paramètres  $k_D$  et  $\tau_c$ , correspondant à la vitesse d'érosion et à la contrainte de cisaillement critique du sol, sont donc les valeurs permettant la meilleure corrélation entre les deux courbes. Ceux-ci peuvent être calculés par la « Méthode de Hanson » (Hanson, 2004). Cette méthode évalue successivement les paramètres  $\tau_c$  et  $k_D$ .

Le paramètre  $\tau_c$  peut être déduit de l'équation 23. Cette relation fait appel à la profondeur d'équilibre  $J_e$ . Blaisdell (1981) a développé une méthode permettant de trouver la valeur de cette profondeur d'équilibre à partir des mesures de profondeur réalisées lors de l'essai JET. Ses travaux montrent que la valeur de  $J_e$  peut être obtenue par la relation suivante:

$$\log \frac{U_0 t}{d_0} = \sqrt{\left( \log \frac{J}{d_0} - \log \frac{U_0 t}{d_0} - f_0 \right)^2 - A^2} \quad (26)$$

où:  $f_0$  et  $A$  sont les paramètres à ajuster selon la méthode des moindres carrés. L'erreur aux moindres carrés s'exprime de la façon suivante:

$$\sum_i^n (x_{th,i} - x_{exp,i})^2 \quad (27)$$

$J_e$  peut être déduite de  $f_0$  par relation:

$$f_0 = \log \frac{J_e}{d_0} \quad (28)$$

$\tau_c$  vaut alors:

$$\tau_c = 2C_f \rho g h_1 \left( \frac{C_d d_0}{J_e} \right)^2 \quad (29)$$

La valeur de  $k_D$  est ensuite évaluée dans un second ajustement sur l'équation (25). Cette méthode possède l'avantage de se baser sur l'interprétation physique donnée aux paramètres :

- $\tau_c$  est déduit de l'équation (29) et représente la contrainte de cisaillement à la profondeur d'équilibre et donc la contrainte de cisaillement minimale pour que l'érosion se manifeste.
- $k_D$  est calculé à partir de l'équation (25), forme intégrée de l'équation (24), et représente donc le rapport entre l'évolution temporelle de la profondeur d'affouillement et la différence des contraintes de cisaillement.

Malheureusement, il arrive parfois que cette méthode « épouse » relativement mal la courbe expérimentale surtout dans le cas où l'érosion se produit très vite soit parce que la densité sèche est faible, soit parce que le temps d'immersion préalable de l'échantillon est assez long. De plus, dans quelques cas, la profondeur d'érosion d'équilibre obtenue en se basant sur l'hypothèse de Blaisdell (1981) n'est pas toujours convergente et sa valeur est surestimée si les données de mesure ne sont pas assez nombreuses (Simon et al., 2010 ; Cossette et al., 2012).

### Méthode de Géophysconsult

La société Geophysconsult (Pinettes et al., 2011) a développé une méthode basée sur la théorie et les hypothèses physiques de la méthode de Hanson. Cette méthode calcule conjointement les 2 paramètres  $\tau_c$  et  $k_D$ . La valeur des paramètres est celle pour laquelle l'erreur entre les temps calculés par équation (25) et les temps expérimentaux est minimisée par la méthode des moindres carrés (équation (27)). Cette méthode considère que seule la loi d'érosion régit l'érosion ;  $\tau_c$  et  $k_D$  permettent juste d'ajuster la courbe théorique et  $k_D$  ne dépend pas de  $\tau_c$ . Toutefois, comme la méthode de Hanson, celle-ci n'est pas toujours convergente (Fleureau et al., 2011).

### Estimation de la contrainte de cisaillement critique à l'état d'équilibre

Comme dans la théorie de Hanson, Mazurek (2001), Mazurek et Gheisi (2009) ont fait la proposition suivante : si la profondeur d'érosion atteint l'état d'équilibre, alors la contrainte de cisaillement sur la surface de l'échantillon doit être égale à la contrainte de cisaillement critique du sol. Mais, au lieu d'estimer la profondeur d'érosion d'équilibre, ils ont considéré le moment où le taux d'érosion était stable. Dans ce cas là, la contrainte de cisaillement est calculée sur la base de la profondeur mesurée. Pourtant, pour atteindre l'état d'équilibre, il faut que l'essai dure suffisamment longtemps.

## **Estimation de la contrainte de cisaillement critique à partir du graphique du taux d'érosion**

Cette méthode est proposée par Robert Thomas 2010 (Department of Geography, University of Hull, UK, cité par Cossette et al., 2012). Selon cette méthode, la contrainte de cisaillement critique est déterminée pour chaque intervalle de temps mesuré pendant le test, et après on trace une courbe du taux d'érosion qui est le changement de la profondeur d'érosion au centre de l'échantillon en fonction de la contrainte de cisaillement ( $\tau_i$ ) sur la surface de l'échantillon. La contrainte de cisaillement critique est déterminée par le prolongement de la droite du taux d'érosion en fonction de la contrainte de cisaillement à un taux d'érosion nul. Cette méthode donne une valeur de  $\tau_c$  plus grande que celle de Hanson et Mazurek (Cossette et al, 2012).

Wahl et al. (2008), Regazzoni et al. (2008a,b), Regazzoni (2009), Wahl (2010) ont comparé les paramètres obtenus à partir de l'essai de JET avec ceux obtenus à partir de l'essai HET. Les résultats ont montré une grande différence entre les deux méthodes. Le coefficient d'érosion obtenu avec le JET est environ de 1 à 2 fois plus grand que celui obtenu par le HET. En revanche la contrainte de cisaillement obtenue par le HET est environ de 2 à 3 fois plus grande que celle du JET, surtout pour les sols dispersifs ou à fort indice de plasticité.

Dans l'objectif de rapprocher les différentes classifications et d'unifier les paramètres d'érosion, Regazzoni (2009) a proposé une méthode énergétique pour interpréter l'érosion. Il a considéré que l'énergie conduisant à l'érosion est l'énergie réelle issue de la charge hydraulique appliquée. Donc il a déterminé la masse de sol érodé en fonction de l'énergie dissipée et proposé l'indice de résistance à l'érosion  $I_\alpha$  défini par l'équation suivante:

$$I_\alpha = -\log(\alpha)$$

Où  $\alpha$  est le coefficient déterminé par la proportion de la masse érodée sèche et l'énergie dissipée par érosion.

L'indice  $I_\alpha$  déterminé par HET et JET pour un même sol donne des résultats similaires. Regazzoni a relié l'indice de résistance à l'érosion à trois propriétés du sol telles que la compacité, le degré de saturation et la limite de liquidité.

## **Modélisation de l'érosion**

Pour aller plus loin dans l'interprétation des phénomènes, deux modèles ont été développés pour les sols granulaires : celui développé par Vardoulakis et al. (1996) et celui développé par Ouriemi et al. (2009) . Ces modèles ne sont pas adaptés à la modélisation de l'érosion de sols cohésifs.

Vardoulakis et al. (1996) ont introduit entre les deux phases fluide et solide une troisième phase de solide fluidisé, dont le comportement obéit aux équations de type Darcy-Brinkman.

Ouriemi et al. (2009) introduisent l'interaction des phases solides et fluide par échange de quantité de mouvement en utilisant des équations des milieux diphasiques développées par Jackson (2000).

Quelques chercheurs ont cherché à modéliser l'essai d'érosion pour les sols cohésifs. Bonelli (2006), Lachouette et al. (2008), Bonelli et al. (2012) ont proposé différentes approches pour interpréter les résultats des essais HET. Dans ces travaux, on considère que l'écoulement est laminaire.

Mercier (2013) a utilisé une approche de modélisation numérique pour interpréter les essais JET et HET. Dans son travail, l'auteur a résolu le problème dans le cas d'un écoulement laminaire (essai HET) en utilisant le modèle d'interprétation développé par Bonelli (2006) et turbulent (essai JET) en utilisant le modèle développé par Hanson et Cook (2004).

## Conclusion

Dans l'objectif d'améliorer l'essai d'érosion JET déduit de celui développé par Hanson (2004), nous avons utilisé deux méthodes d'interprétation, la méthode de Hanson (Hanson et Cook, 2004) et la méthode de Géophysconsult (Pinettes et al., 2011), pour déterminer les paramètres d'érosion : la contrainte de cisaillement critique  $\tau_c$ , le coefficient d'érosion  $k_D$ , la profondeur d'érosion d'équilibre  $P_e$ . Afin d'améliorer la convergence de la profondeur d'équilibre, nous avons utilisé à la fois l'hypothèse de Blaisdell et l'évaluation des profondeurs d'érosion qui s'approchent de celles mesurées. Nous avons utilisé une équation théorique qui exprime l'évolution de la profondeur d'érosion en fonction du temps d'application du jet (courbe d'érosion théorique) dont les facteurs sont les paramètres pour les moindres carrés de l'erreur. L'erreur aux moindres carrés s'exprime selon l'équation (27) ; un exemple d'estimation d'une courbe d'érosion théorique est présenté sur la Figure 1.57. Les résultats sont présentés dans les chapitres 4 et 5 suivants.

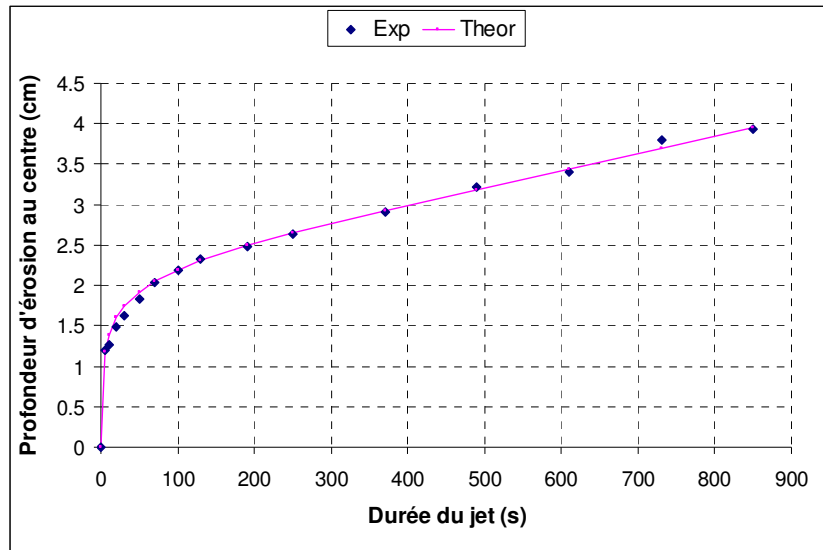


Figure 1.57: Estimation d'une courbe d'érosion théorique

## Chapitre 2

### Matériaux et dispositifs expérimentaux utilisés

#### 1. Caractérisation des matériaux

Deux matériaux ont été utilisés pour les essais : un limon naturel et un matériau reconstitué par mélange de sable et d'argile

##### 1.1. Origine des matériaux

Le premier matériau utilisé faisait partie de prélèvements effectués dans les digues du sud de la France. Après réalisation d'essais *in-situ*, environ 500 carottes de 8 cm de diamètre et 1 m de longueur ont été transportées à l'ENISE dans un état de conservation variable. La plupart des carottes ont séché, certaines se sont humidifiées localement par déplacement de l'eau contenue dans le tube. Aucune ne peut être considérée comme intacte. Les carottes ont été réparties entre Saint-Etienne (environ 400) et Châtenay-Malabry (environ 100) pour les besoins du travail. Une centaine de carottes a été ouverte après leur arrivée à Saint-Etienne et Châtenay-Malabry et une classification sommaire des matériaux a été établie, sur une base visuelle et de toucher, c'est-à-dire principalement basée sur la granulométrie et la plasticité. Ce travail a été mené en commun par les deux équipes, de façon à ce que les critères de choix soient les mêmes dans les deux endroits. Il n'en reste pas moins que cette procédure reste largement qualitative et conduit à une dispersion importante des propriétés des matériaux, compte-tenu de la variété des sols rencontrés dans les prélèvements.

Quatre catégories ont été définies :

- limon plastique,
- limon peu plastique,
- sable fin pollué,
- sable grossier.

Suite à ce classement, les matériaux d'une même catégorie ont été broyés grossièrement, puis mélangés de façon aussi homogène que possible. Le présent travail a été effectué sur le limon plastique, dont les principales propriétés sont présentées ci-après.

Pour étudier l'influence du mode de compactage, l'état de surface, nous avons décidé de poursuivre le travail en utilisant un matériau « modèle » constitué d'un mélange de sable d'Hostun RF et de kaolin P300. Ces deux matériaux, bien connus au laboratoire, sont livrés sous forme de poudre très homogène. Quelques essais préliminaires ont conduit à sélectionner un mélange contenant 50% de chaque constituant.



## 1.2. Norme utilisée pour les essais d'identification

Les essais d'identification ont été effectués conformément aux normes AFNOR et/ou européennes :

- Granulométrie, sédimentométrie : XP CEN ISO/TS17892-4 (08/2005)
- Limites d'Atterberg : XP CEN ISO/TS 17892-12 (08/2005)
- Valeur de bleu : NF P 94-068 (10/1998)
- Essai Proctor : NF P 94-093 (10/1999)
- Essai oedométrique : XP CEN ISO/TS17892-5 (08/2005)

## 1.3 Résultats des essais d'identification du limon de Camargue

### 1.3.1 Résultats des essais de granulométrie et sédimentométrie

Les résultats d'essais effectués sur des échantillons différents sont présentés sur la figure 1.1. Ils montrent qu'il s'agit d'un matériau très fin, avec 60% à 70% des grains ayant des dimensions inférieures à 80  $\mu\text{m}$  et 5% à 10% inférieures à 2  $\mu\text{m}$ . Les trois sédimentométries apparaissent assez cohérentes.

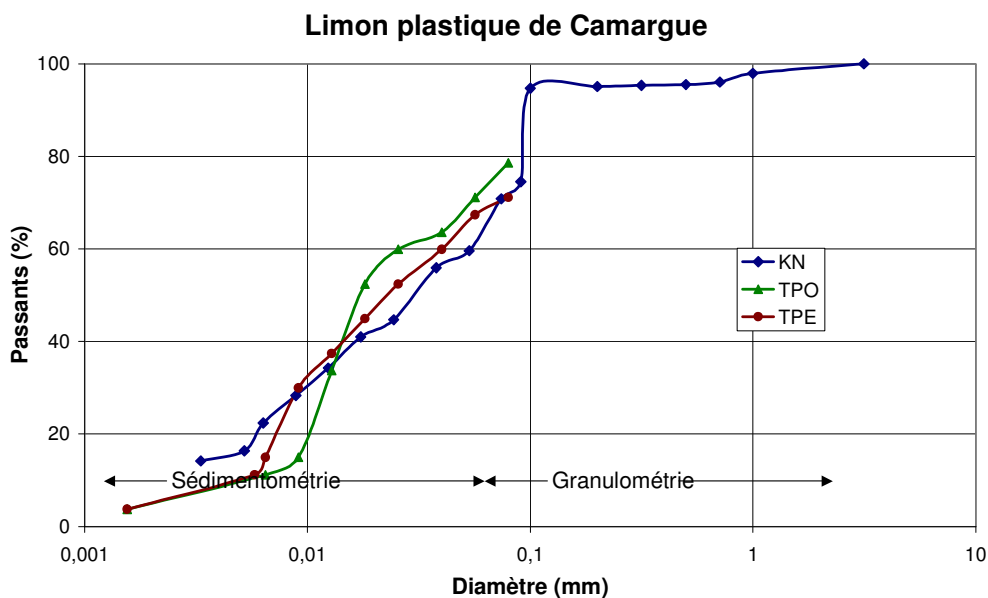


Figure 1.1: Résultats d'un essai de granulométrie et de trois essais de sédimentométrie

### 1.3.2 Plasticité

Plusieurs mesures des limites d'Atterberg ont été effectuées et ont donné les résultats du tableau 1.1 suivant:

Ces mesures sont un peu dispersées, surtout en ce qui concerne les limites de plasticité, et laissent penser à une certaine hétérogénéité matériau. Notons que la limite de plasticité mesurée au cône n'est pas fiable et qu'il est préférable de se référer à celle mesurée au rouleau. Nous retiendrons donc la fourchette de valeurs suivante:

$$w_L = 30 \div 35\% ; w_P = 14 \div 16\% ; I_P = 13 \div 16\%.$$

Essai	$w_L$	$w_P$	$I_P$	$I_P$ (Corrélation)
1 (cône)	35.4	18.6	16.8	16.4
2 (cône)	31.7	23	8.3	13.7
3 (cône)	31	22	9	13.1
4 (coupelle)	30	16	14	12.4
5 (coupelle)	34	15.8	18.2	15.3

*Tableau 1.1: Résultats des essais d'Atterberg*

Par ailleurs, une mesure au bleu de méthylène a donné une valeur VBS = 1.8. Cette valeur, relativement élevée, est bien en accord avec la plasticité assez forte du sol.

### 1.3.3 Compactage

Les résultats de deux essais de compactage dans les conditions Proctor Normal sont présentés sur la figure 1.2. Les résultats de deux essais, très cohérents entre eux, conduisent à une teneur en eau optimale de l'ordre de 17.2% et à un poids volumique sec maximal compris entre 16.6 et 17.2 kN/m<sup>3</sup>.

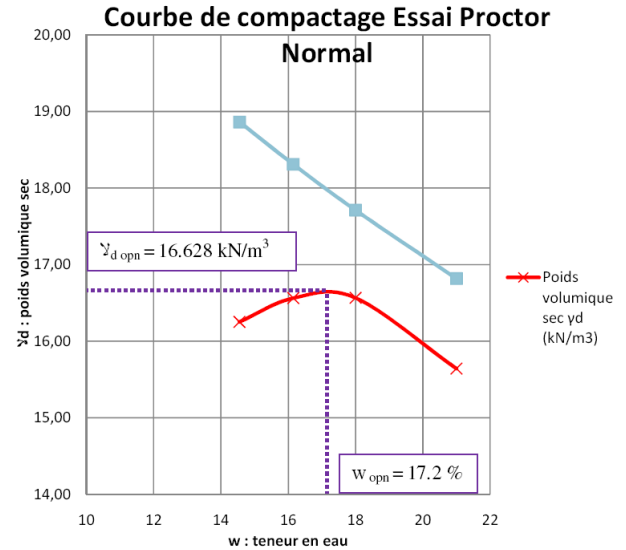
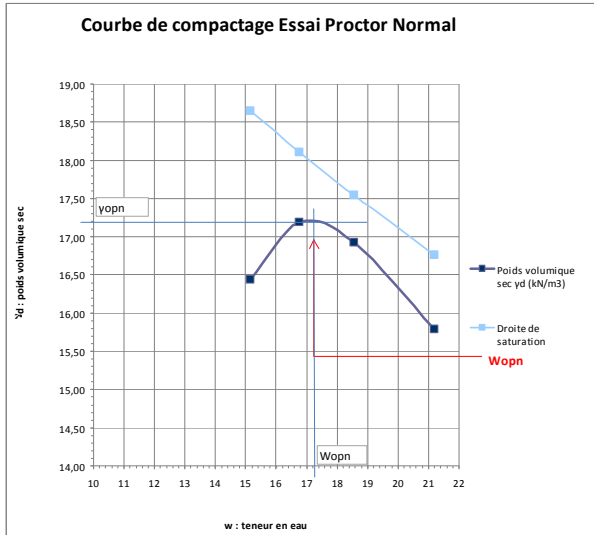


Figure 1.2: Résultats de deux essais de compactage Proctor normal

#### 1.4 Résultats des essais d'identification du Sable d'Hostun RF et du Kaolin P300

##### 1.4.1. Caractéristiques du sable d'Hostun RF et du kaolin P300

Le kaolin P300 est une argile industrielle contenant environ 95% de kaolinite pure également connue sous le nom d'argile jaune, dont certains des paramètres d'identification sont donnés dans le tableau 1.3. L'identification par diffraction de rayons X (Fig. 1.1) ainsi que des observations au MEB indiquent la présence de particules de kaolinite en large proportion, quelques grains de quartz et des traces d'illite. Les photos au MEB présentées sur la figure 1.4 montrent la matrice argileuse. On a sur la Figure 1.4a une observation de la texture globale et, sur les Figures 1.4b et 1.4c, des observations à une échelle plus petite des particules de kaolinite, respectivement vues de face et vues de bord (Hattab & Fleureau, 2010).

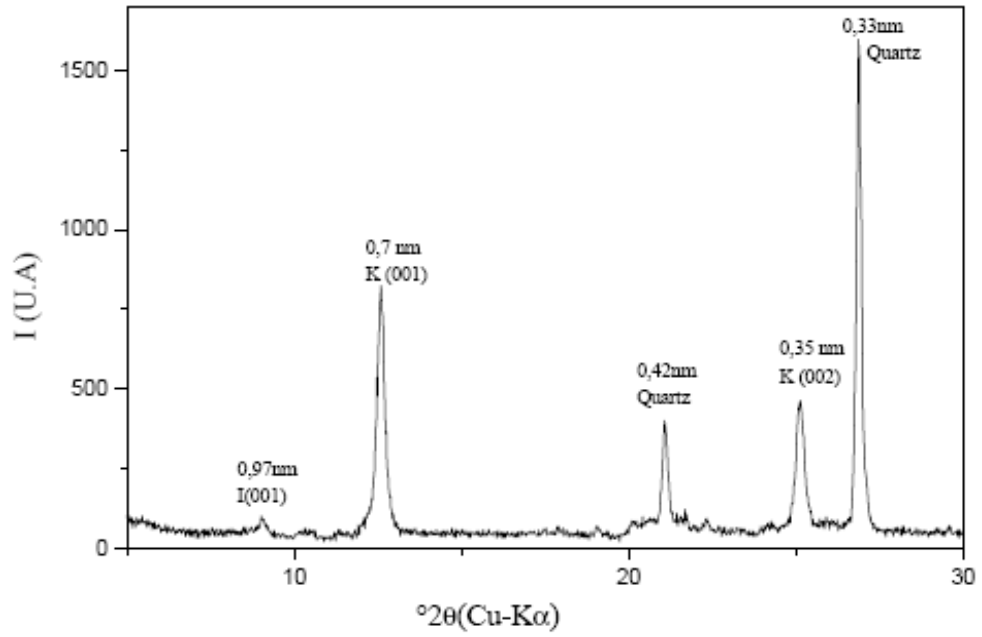


Figure 1.3. Diffractogramme de rayons X du kaolin P300

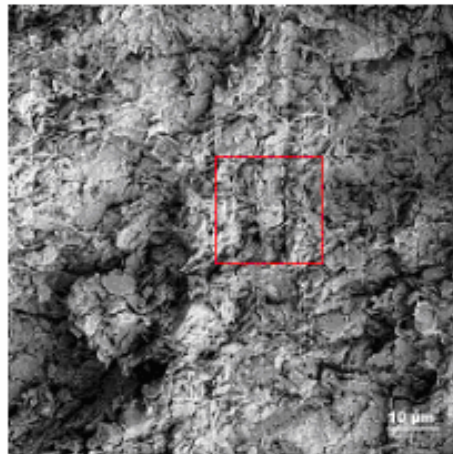


Fig.4a- Kaolinite P300

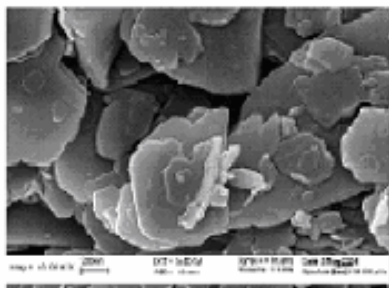


Fig.4b-. Particules de kaolinite vue de face

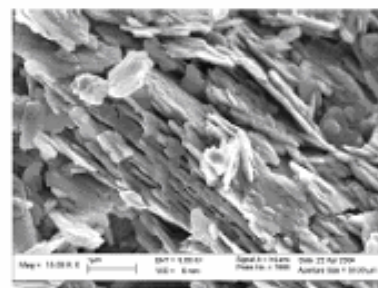


Fig.4c Particules de kaolinite vue de bord

Figure 1.4: Observations au MEB de particules de kaolin P300 (Hattab et Fleureau, 2010)

Le sable d'Hostun RF est un sable quartzitique dont les caractéristiques sont indiquées dans le tableau 1.2 suivant:

Indice/ Matériau	D <sub>max</sub> (μm)	D <sub>60</sub> (μm)	D <sub>10</sub> (μm)	< 80 (μm %)	w <sub>L</sub> (%)	w <sub>P</sub> (%)	γ <sub>s</sub> /γ <sub>w</sub>	w <sub>OPN</sub> (%)	γ <sub>dOPN</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
Kaolin	20	2	0.05	100	40	20	2.65	24	15,7
Sable RF	800	350	10	10	-	-		4-16	≈ 16

Tableau 1.2: Caractéristiques du kaolin P300 et du sable d'Hostun RF purs

#### 1.4.2 Résultats des essais de granulométrie et sédimentométrie

Les résultats des essais effectués sur des échantillons de mélanges sable-kaolin sont représentés sur la figure 1.5 et synthétisés dans le tableau 1.3 suivant.

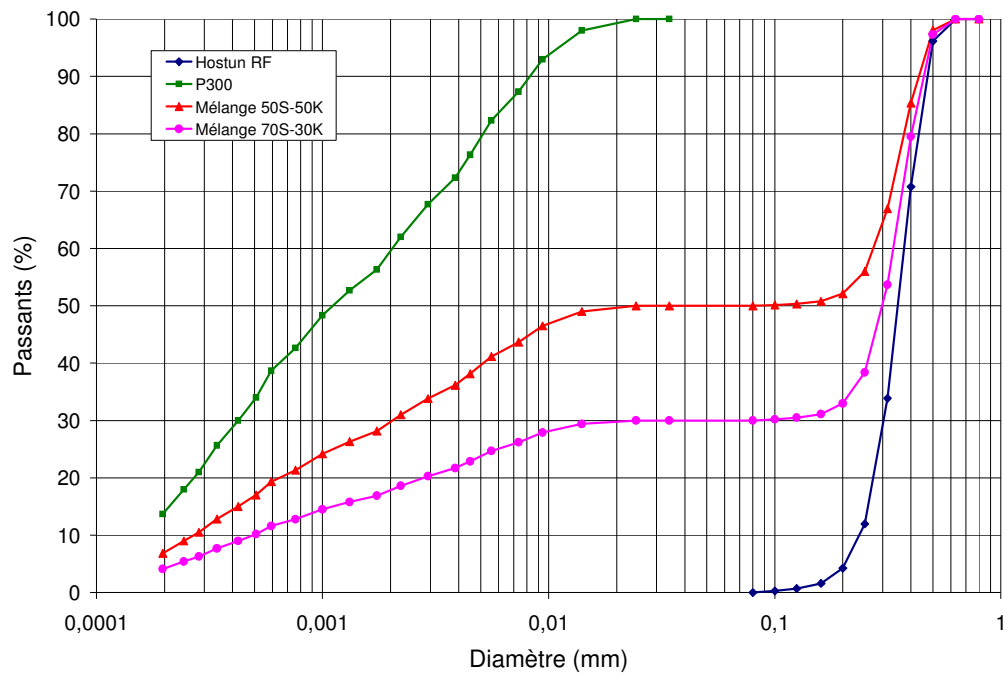


Figure 1.5. Résultats des essais de granulométrie sédimentométrie sur le mélange sable d'Hostun RF-kaolin P300

	D <sub>max</sub> μm	D <sub>60</sub> μm	D <sub>10</sub> μm	< 80 μm %	w <sub>L</sub> %	w <sub>P</sub> %	I <sub>P</sub> %	w <sub>OPN</sub> %	γ <sub>dOPN</sub> kN/m <sup>3</sup>
Limon argileux de Camargue	3000	30-60	1-8	73-78	30-35	14-16	13-16	17.2	16,6 – 17,2
Sable limoneux de Camargue					28,6 - 30,6	17,3 – 22,1	6,5 - 13,3		
Mélange 70% sable RF / 30% kaolin P300	800	330	0,50	30	16,3	11,4	4,9		
Mélange 50% sable RF / 50% kaolin P300	800	270	0,28	50	22,3	15,4	6,9	11,7	18,6

Tableau 1.3. Caractéristiques des matériaux utilisés dans les essais

### 1.5 Résultats des essais oedométriques

En complément des essais précédents, quelques essais ont été effectués sur le Limon préparé à l'état de pâte très liquide, c'est-à-dire à une teneur en eau de l'ordre de 1.2 fois la limite de liquidité. Rappelons que cette procédure permet d'avoir accès au chemin normalement consolidé du sol. Les résultats des six essais sont présentés sur la figure 1.6 et résumés dans le tableau 1.4 :

C <sub>c</sub>	0.150	0.156	0.166	0.184	0.152	0.170
C <sub>s</sub>	0.024	0.023	0.024	0.025	0.025	0.020
C <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> /s)	4.8.10 <sup>-7</sup>	1.4.10 <sup>-7</sup>	4.9.10 <sup>-7</sup>	3.5.10 <sup>-7</sup>	1.5.10 <sup>-7</sup>	-

Tableau 1.4: Valeurs des paramètres des essais oedométriques

Les résultats sont relativement cohérents entre eux et en assez bon accord avec les mesures de plasticité précédentes. En effet, les valeurs de C<sub>c</sub> de 0.150 à 0.184 correspondent, d'après les corrélations de Skempton, à des limites de liquidité comprises approximativement entre 24.5% et 27.5%, donc seulement un peu plus faibles que celles mesurées directement (figure 1.6).

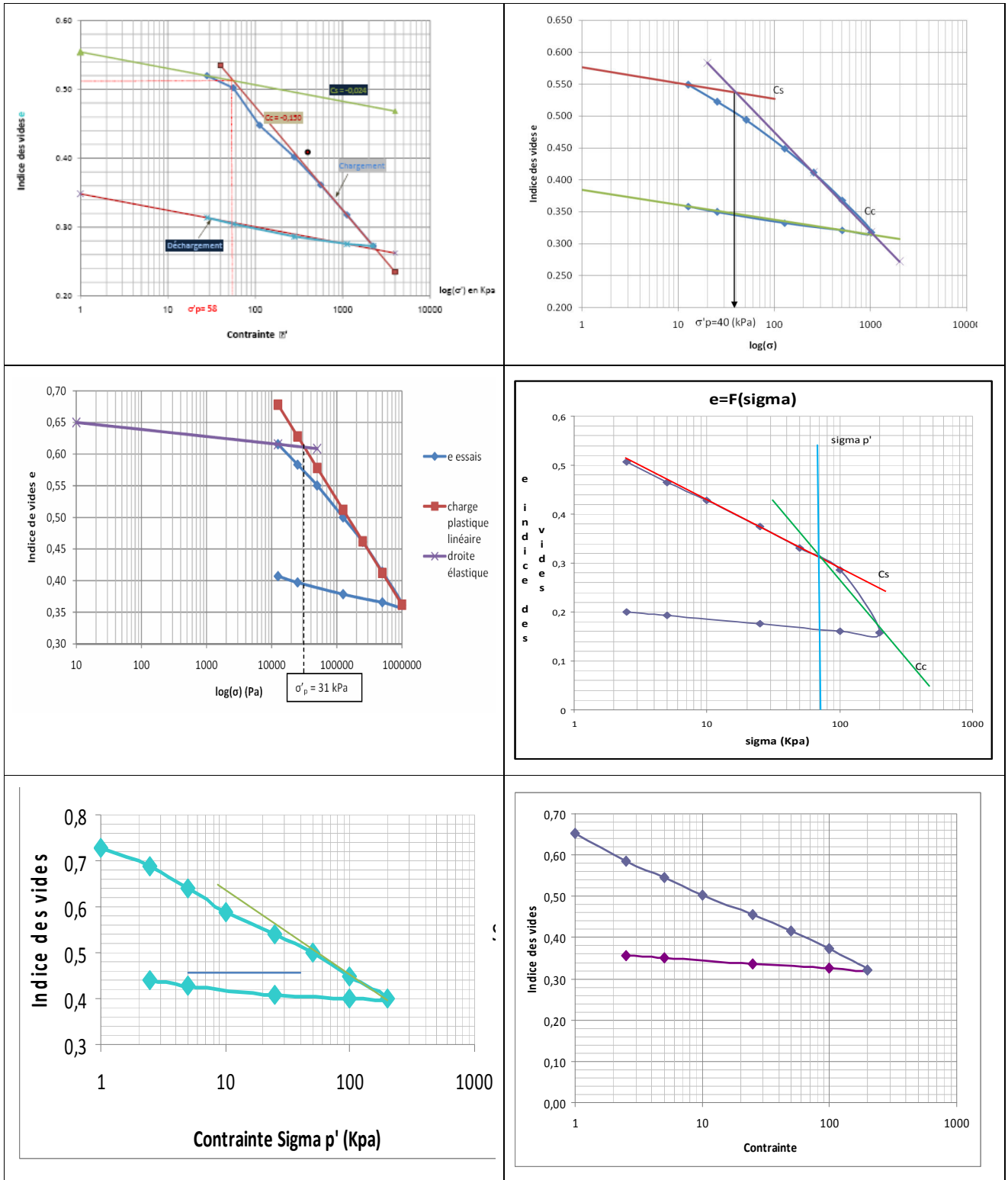


Figure 1.6: Résultats de six essais oedométriques sur la pâte

## **Dispositifs expérimentaux**

### **2. Essai de Jet Erosion Test (JET)**

#### ***2.1 Contexte***

L'appareil conçu par Hanson et Cook (2004) a des limites, ce qui nous a conduit à concevoir un nouvel appareil inspiré de celui de Hanson et Cook, reproduit sur la figure 2.1.

Cette première version a été réalisée et donné des résultats satisfaisants mais s'est révélée peu pratique, principalement en raison de la nécessité d'une mesure d'érosion au droit de l'orifice d'injection. Dans la version initiale, celle-ci était faite au moyen d'un capteur à ultra-sons, peu facile à manipuler et peu performant, comme on le verra ci-dessous. Une nouvelle version a donc été rapidement conçue et expérimentée avec succès, c'est celle-ci qui est présentée dans les paragraphes suivants.

Le capteur à ultra-sons qui a été testé est de marque Imasonic. Ses dimensions sont de 70 mm de long et 16 mm de diamètre (figure 2.2). C'est le même élément qui assure à la fois l'émission et la réception du signal. Dans l'essai de jet, le capteur était disposé sous la plaque de l'obturateur. Pour alimenter le capteur, nous avons utilisé un générateur Agilent avec une tension de 5 V sous une fréquence de 5 kHz (préconisée par le constructeur). Les signaux ont été mesurés au moyen d'un oscilloscope Tectronix.

La première opération a consisté à établir une courbe d'étalonnage du capteur en fonction de sa distance à une couche horizontale de sable (Figure 2.2).

Les étalonnages ont révélé la grande importance de la vitesse de propagation de l'onde dans l'eau, qui varie de façon non négligeable avec la concentration en particules (erreur allant jusqu'à quelques pourcents). En outre, l'utilisation du capteur dans le cas d'une surface de sol non horizontale (cas général des mesures de jet si le capteur ne se situe pas exactement au centre) conduit à une atténuation très forte, sinon à la disparition du signal.



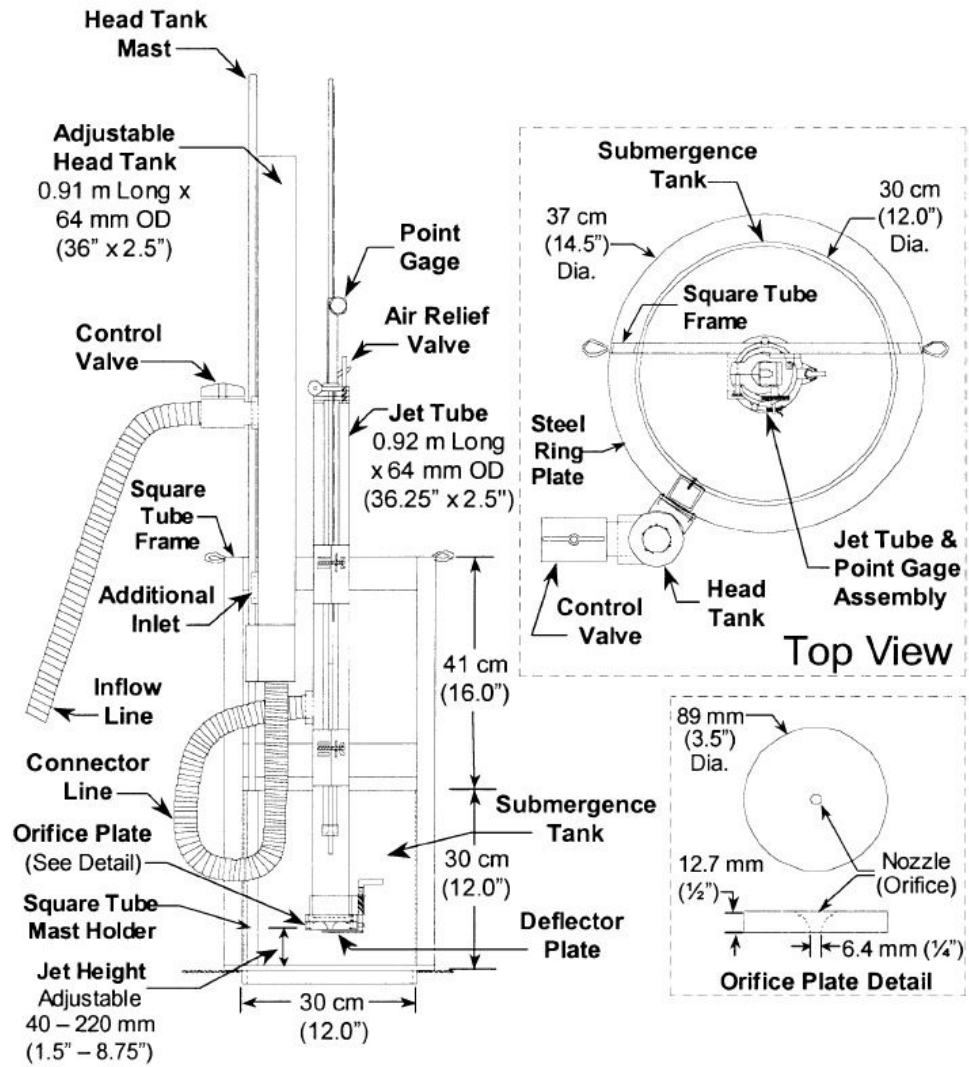


Figure 2.1: Appareil original de Hanson et Cook (2004)

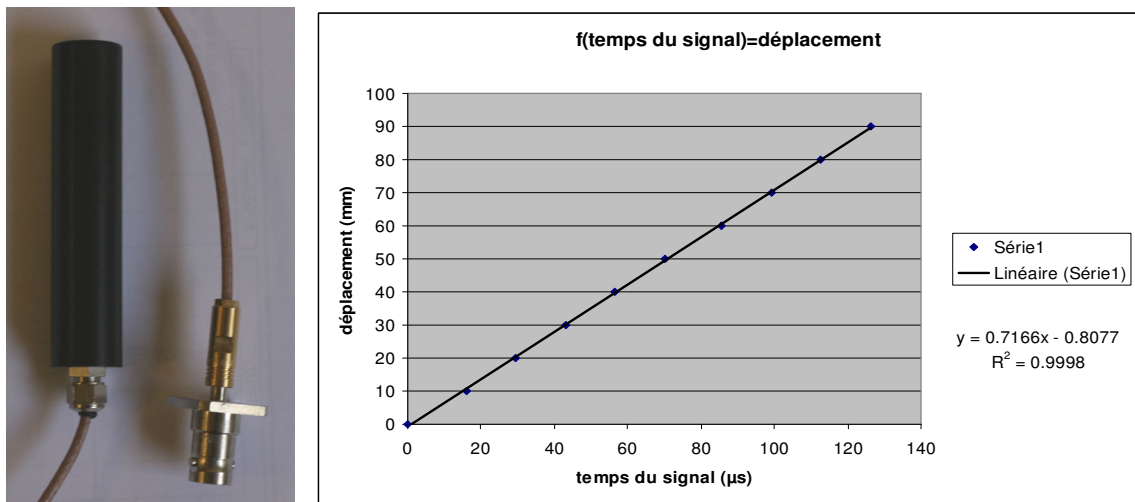


Figure 2.2: Capteur Imasonic et courbe d'étalonnage en distance

En utilisant la courbe d'étalonnage précédente, des mesures ont été faites dans les conditions de l'essai de jet. La figure 2.3 représente les signaux reçus après différentes durées de jet. Comme on peut le constater, les signaux sont extrêmement affaiblis et peu nets, de sorte que la détermination, même approximative, d'une profondeur d'érosion reste extrêmement aléatoire. Il serait peut-être possible d'améliorer la qualité de ces signaux en utilisant une source de tension beaucoup plus forte (100 V ?) mais, outre que ce type de source haute tension haute fréquence n'est pas courante, elle est largement au delà des spécifications du capteur indiquées par le constructeur.

L'autre difficulté tenait à l'interprétation délicate des signaux qui apparaissent comme une image sur un écran d'oscilloscope et doivent être interprétés visuellement pour en tirer une valeur numérique. Cette opération étant impossible à réaliser pendant l'essai lui-même, il a été envisagé d'enregistrer le signal dans son ensemble, mais cela prenait plusieurs minutes (par signal). La dernière solution était de stocker le signal sous forme d'image, mais sans possibilité de le traiter avec les outils de l'oscilloscope par la suite.

Après plus d'un mois de travail, l'utilisation du capteur à ultra-sons a été abandonnée au profit d'un capteur LVDT plus simple.

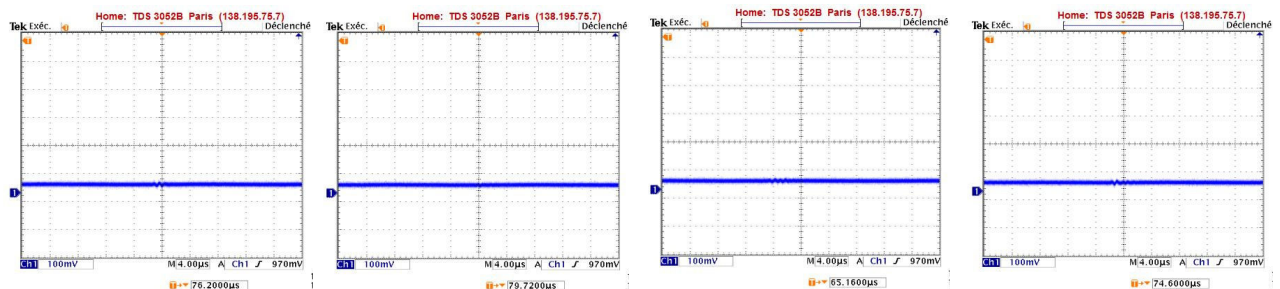


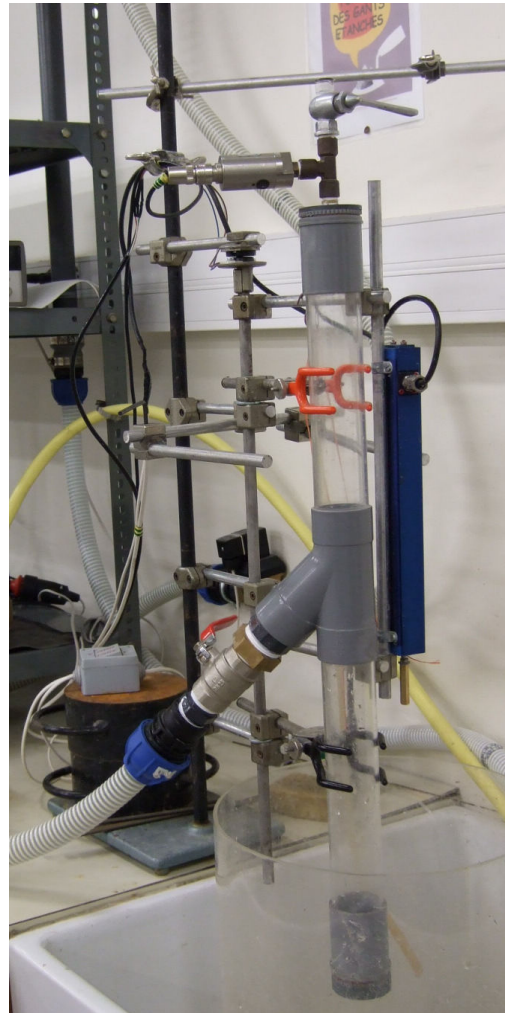
Figure 2.3. Exemple de réponses obtenues lors d'une mesure de jet sur le limon

## 2.2 Description de l'appareil de jet

### 2.2.1 Cellule d'injection

La cellule d'injection est constituée d'un tube en plexiglas de 5 cm de diamètre et de 80 cm de hauteur environ, terminé à la base par la buse d'injection et à la partie supérieure par une purge d'air (Figure 2.4). L'arrivée de l'eau se fait à mi-hauteur, de bas en haut, de façon à éliminer plus facilement l'air entraîné par l'eau ou dissous dans celle-ci. Le tube est supporté par deux pinces fixées sur un axe mobile placé à une dizaine de centimètres d'un axe fixe. Ceci permet que la cellule d'injection puisse pivoter autour de l'axe mobile, à environ 10 cm de celui-ci, comme indiqué sur le schéma de la figure 2.5. Le capteur de déplacement est également fixé à l'axe mobile et rendu solidaire de la colonne d'injection dans sa rotation.

La buse d'injection est réalisée au moyen d'un trou conique percé dans une plaque de 5 mm d'épaisseur. Son diamètre le plus petit est de 6,35 mm et l'angle du cône est de 45°. Cette disposition permet d'avoir un jet parfaitement cylindrique dès sa sortie de l'orifice ; il ne semble pas y avoir de distance minimale nécessaire pour que le jet se forme.



*Figure 2.4. Photo de la cellule d'injection*

A sa base, sous la buse d'injection, la cellule est équipée d'un obturateur rotatif (ou déflecteur, non montré sur la photo) qui permet d'interrompre très rapidement le jet. Le circuit d'alimentation est également équipé de 2 vannes, l'une manuelle à l'entrée de la colonne, l'autre électromagnétique fixée au mur en raison de son poids.

### 2.2.2 Cellule d'immersion

Le moule Proctor dans lequel se trouve l'échantillon est placé dans un réservoir en plexiglas transparent (Figure 2.6). La hauteur d'immersion est fixée par le déversement de l'eau à la partie supérieure de ce réservoir. Pour faire varier la hauteur d'immersion, le moule est placé sur un chariot élévateur à déplacement parallèle. Il s'agit donc du premier paramètre à régler. Une fois que la hauteur du moule est fixée, on règle la distance entre l'orifice d'injection et l'échantillon à la valeur choisie.



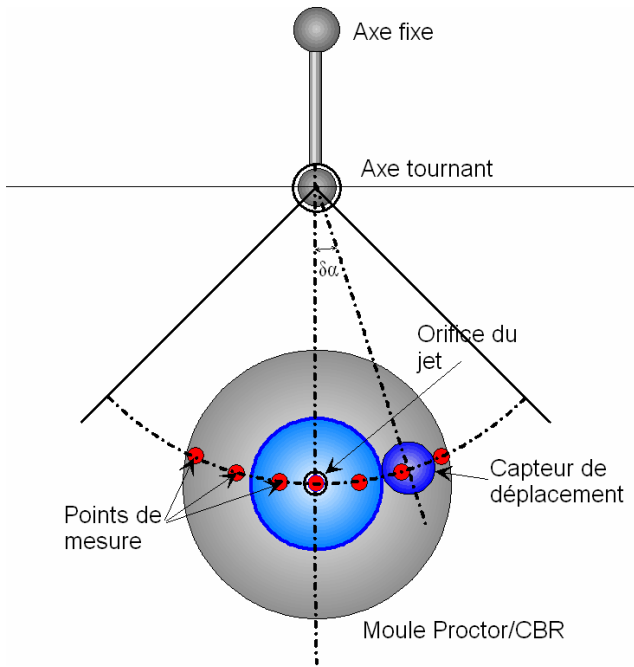


Figure 2.5. Principe du déplacement du dispositif d'injection

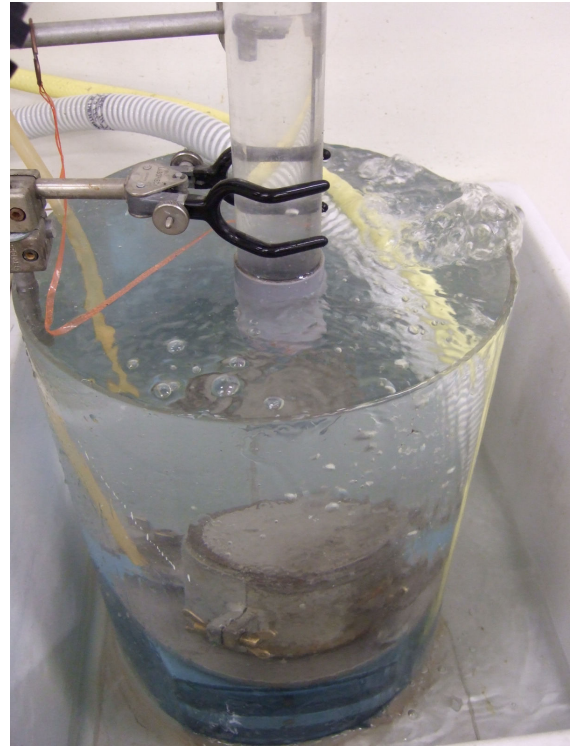


Figure 2.6. Immersion de l'échantillon

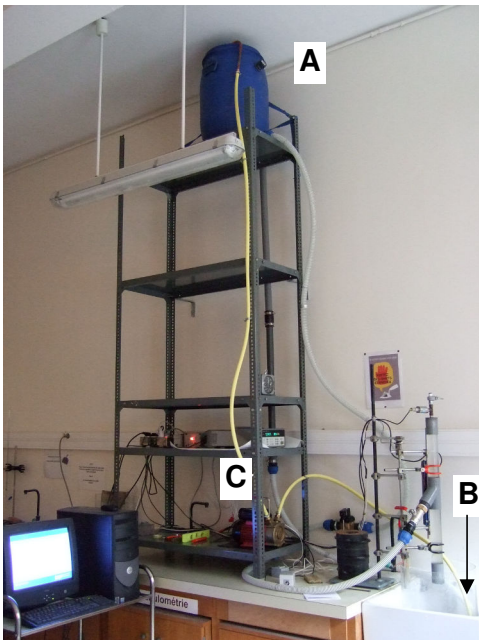


Figure 2.7. Circuit d'alimentation du jet en circuit fermé

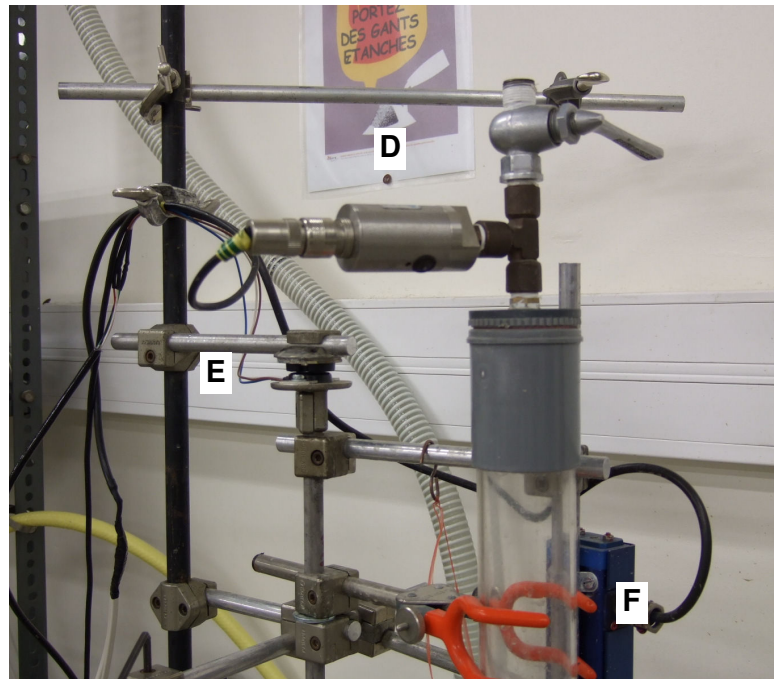


Figure 2.8. Capteurs de pression et d'angle

### 2.2.3 Alimentation de la cellule d'injection

La cellule d'injection est alimentée en eau par un réservoir à niveau constant, qui peut être disposé à différents niveaux sur une étagère métallique (Figure 2.7). Pour obtenir un niveau constant, le réservoir A est alimenté par une pompe C qui prélève l'eau dans le réservoir d'immersion B de l'échantillon. Une évacuation permet de reverser le trop-plein d'eau du réservoir A dans le réservoir B en circuit pratiquement fermé. L'ensemble est réalisé en tuyau annelé de forte section pour minimiser les pertes de charge.

### 2.2.4 Capteur et autres dispositifs de mesure

Le dispositif est équipé de 3 capteurs (Figure 2.8) :

- Un capteur de pression (D) en haut de la colonne permettant de mesurer la charge statique réellement appliquée au jet (lorsque toutes les vannes sont ouvertes et l'obturateur à la base de la cellule est fermé), la charge dynamique en cours d'écoulement et de connaître précisément le déclenchement et l'arrêt du jet qui se traduisent par des variations remarquables de la pression mesurée.

- Un capteur angulaire (E) permettant de repérer la position du système d'injection, notamment les positions correspondant au centre de l'échantillon et aux différentes positions de mesure de la profondeur d'érosion le long d'un arc de cercle,

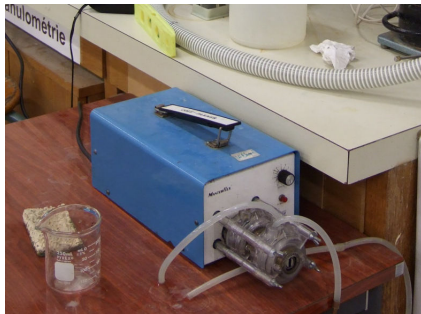


Figure 2.9. Pompe péristaltique pour le prélèvement des grains entraînés

- Un capteur de déplacement vertical (F) de 20 cm de course équipé d'une tige de rallonge pour mesurer la profondeur d'érosion. Ce capteur ne possède pas de ressort de rappel, ce qui fait que l'effort exercé sur l'échantillon n'est fonction que du poids (constant) de la tige.

En outre, une pompe péristaltique équipée d'un embout adapté permet d'effectuer des prélèvements de particules à proximité de la zone d'érosion. Ces mesures ont généralement été faites vers la fin de l'injection pour des raisons pratiques, jusqu'à 2 fois pendant l'essai.

### 2.2.5 Acquisition et traitement des mesures

Les données mesurées par les 3 capteurs sont enregistrées sur une centrale Agilent précise avec une période d'acquisition de 1 s. Un exemple de données obtenues est présenté sur la figure 2.10. Les petits paliers observés sur le diagramme d'angle correspondent aux mesures d'érosion faites sur les parois du « cône ».

Ces données sont traitées dans une feuille de calcul Excel qui donne, de façon presque automatique, la courbe d'érosion en fonction du temps et les différents profils d'érosion.

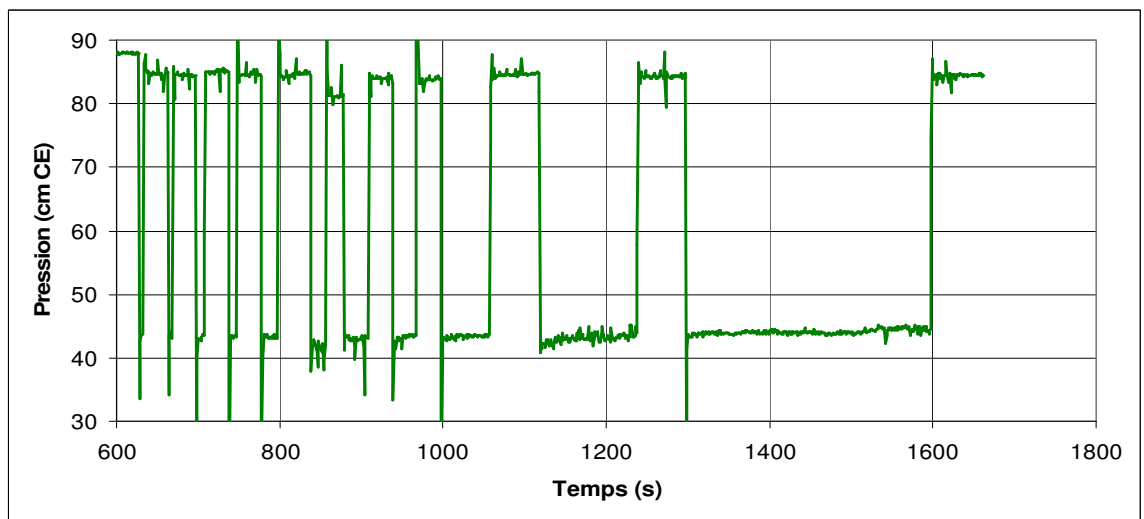
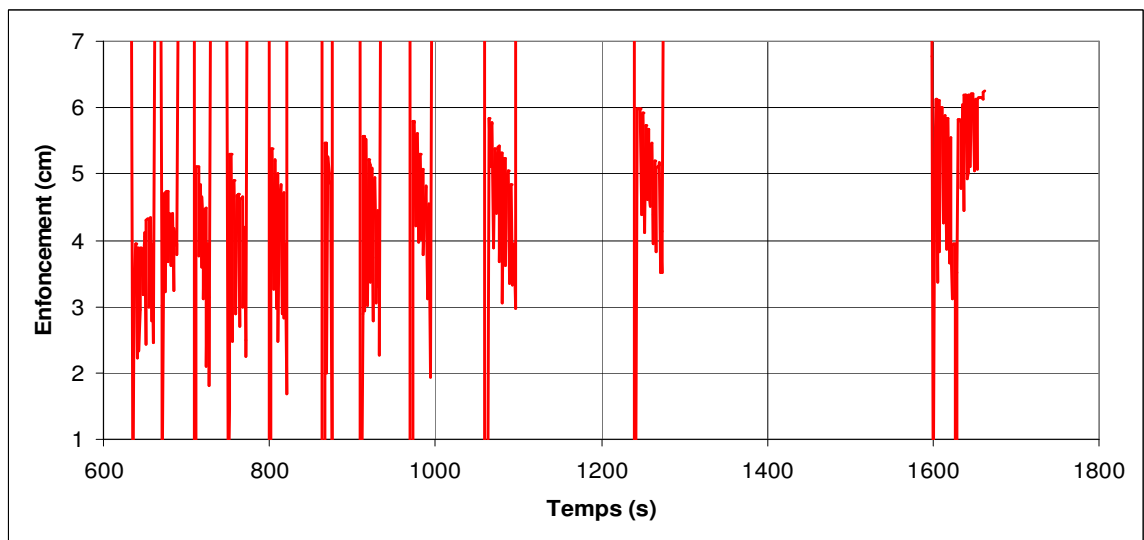
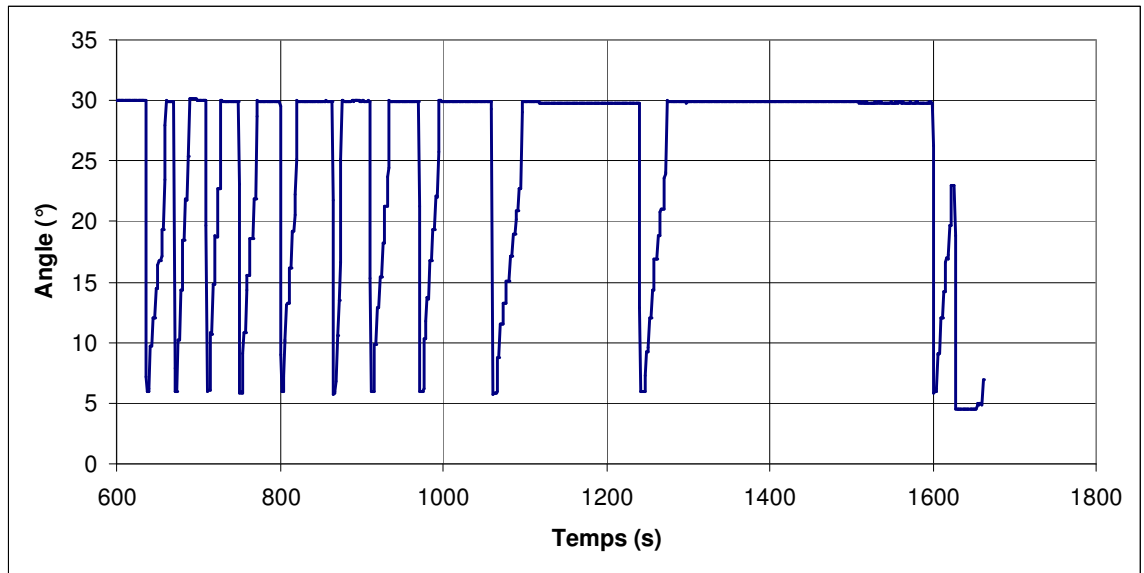


Figure 2.10. Exemple de données brutes enregistrées

## 2.3 Améliorations apportées au dispositif expérimental et à la procédure

### 2.3.1 Dispositif de centrage de l'orifice par rapport à l'échantillon

Celui-ci est constitué d'un embout venant se placer à la base de la cellule d'injection, qui permet le passage d'une tige traversant tout le dispositif sans jeu avant le début de l'essai. Il suffit alors de centrer cette tige par rapport à l'échantillon pour centrer le jet.

### 2.3.2 Indicateur des séquences de jet et de mesure

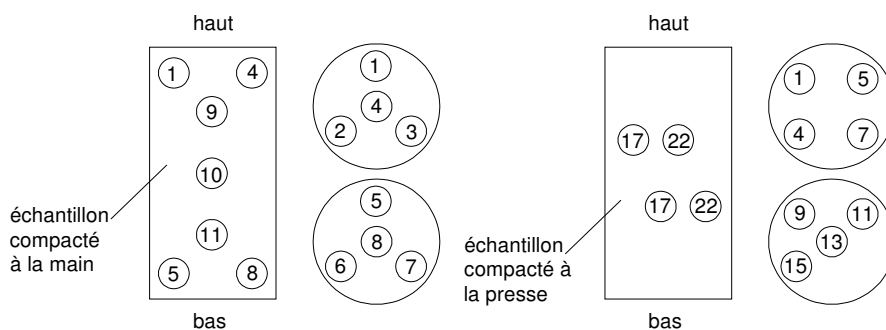
Dans les essais précédents, la principale difficulté des essais était de bien respecter les périodes de jet et les périodes de mesure puisque celles-ci étaient fixées précisément. Pour y remédier, un petit programme a été conçu sous LabView pour indiquer à l'opérateur le décompte du temps pendant chacune des deux phases, à partir d'un tableau que celui-ci entre avant l'essai, où il indique la durée de chaque phase. Un voyant indique en outre s'il s'agit d'une période de jet ou non. L'opérateur dispose donc pendant l'essai d'un tableau de bord où figurent toutes les données importantes.

Ce dispositif a permis d'augmenter la durée totale de la phase d'injection jusqu'à 900 minutes (au lieu de 620 lors des essais précédents) avec davantage de points, afin d'avoir une meilleure définition de la courbe d'érosion.



### 2.3.3 Contrôle du compactage des échantillons

Au début des essais, un contrôle de compactage a été effectué afin de s'assurer de la reproductibilité de la préparation. Dans un certain nombre de cas, il a été choisi de compacter ceux-ci de façon quasi-statique sous presse, plutôt que par la méthode Proctor classique par chocs. En effet, même si cette méthode n'est pas aussi représentative des conditions de compactage sur chantier, elle permet une meilleure homogénéité et surtout une densité mieux contrôlée que la méthode Proctor.



No éch.	w	Densité	No éch.	w	Densité	No éch.	w	Densité
	%	g/cm <sup>3</sup>		%	g/cm <sup>3</sup>		%	g/cm <sup>3</sup>
2	18.2	1.722	3	19.0	1.685	16	17.8	1.713
3	19.6	1.687	14	17.9	1.697	18	18.9	1.685
6	19.0	1.714	34	18.0	1.721	12	18.4	1.715
8	18.7	1.719	33	17.7	1.700	20	18.2	1.704

Tableau 2.1. Compactage à la main (selon la norme Proctor standard)

No éch.	w	Densité	No éch.	w	Densité	No éch.	w	Densité
	%	g/cm <sup>3</sup>		%	g/cm <sup>3</sup>		%	g/cm <sup>3</sup>
1	18.3	1.681	9	18.7	1.689	17	18.8	1.706
4	17.8	1.731	11	18.9	1.699	19	18.3	1.689
5	18.7	1.692	13	17.7	1.739	21	18.2	1.686
7	17.5	1.700	15	17.7	1.717	22	18.5	1.760

Tableau 2.2. Compactage sous presse

Dans le cas des mélanges, les deux poudres ont d'abord été mélangées à sec avant d'être humidifiées à la teneur en eau choisie. Après un mélange soigneux permettant d'éliminer les mottes, le matériau a été versé en 3 fois dans le moule Proctor normal, chaque couche étant compactée sous presse jusqu'à obtenir la densité voulue. Enfin, le surplus de matériau a été arasé et le moule retourné pour l'essai de jet ou d'infiltration.



### 2.3.4 Mesure des pertes de charge réelles dans le dispositif

Pour mesurer les charges réelles appliquées aux échantillons, nous avons procédé à une mesure de débit, à partir de laquelle nous avons recalculé les charges correspondantes par la formule de Bernoulli. Les résultats sont indiqués dans le Tableau 2.3.

Les pertes de charge sont importantes, surtout pour les deux charges les plus élevées, et doivent impérativement être prises en compte. Notons que la faible perte de charge pour 1,20 m s'explique par le fait que le montage utilisé était un peu différent dans ce cas, l'électrovanne ayant été retirée du circuit.

Charge théorique $h_1$ (m)	Vitesse mesurée en moyenne (m/s)	Charge réelle en moyenne $h_{1\text{réel}}$ (m)	Perte de charge en moyenne $\Delta h$ (m)
1.10	3.95	0.80	0.30
1.80	4.99	1.29	0.51
2.50	5.84	1.75	0.75

Tableau 2.3. Comparaison des charges théoriques et mesurées pour les 3 configurations utilisées

## 2.4 Préparation de l'échantillon et démarche de l'essai

### 2.4.1 Préparation de l'échantillon

#### *Préparation du moule*

Le moule est graissé afin de faciliter le démoulage de l'échantillon à la fin de l'essai. Il est pesé sans la hausse. Ensuite, la hausse est placée sur le moule en veillant à bien la fixer en utilisant les écrous à oreille.

#### *Préparation de l'échantillon*

- Préparation initiale du sol : Nous avons cassé les gros morceaux de sol avec un marteau après les avoir séché dans une étuve réglée à 110°C durant au moins 24 h. Nous avons ensuite fait passer le matériau broyé à travers un tamis de 4 mm d'ouverture.

- Compactage à la dame Proctor normal : On prend environ 2 kg de sol, le sol est humidifié et mélangé soigneusement pour atteindre la teneur en eau désirée. Pour faciliter l'hydratation du sol, il est conservé dans un sac plastique étanche pendant 24 h avant le compactage. Le sol est partagé en 3 couches dans le moule Proctor normal, chaque couche reçoit un certain nombre de coups de la dame normalisée. Après, on retire la hausse avec précaution pour ne pas abîmer l'échantillon. Ensuite, le sol est arasé en utilisant la règle à araser. La surface soumise au jet est, selon les essais, la surface inférieure ou supérieure.

- Compactage à la presse hydraulique: On prend une masse de sol sec correspondant au volume du moule et à la densité sèche désirée. Ensuite, on humidifie le sol avec la quantité de l'eau voulue pour avoir la teneur en eau désirée, le sol est mélangé soigneusement et après, il est conservé dans un sac plastique étanche pendant 24 h pour obtenir l'hydratation complète et une teneur en eau homogène. L'échantillon est compacté en trois couches comme dans la procédure de compactage standard mais en contrôlant la densité du sol (la hauteur des couches) et non pas l'énergie de compactage. La surface soumise au jet est la surface inférieure.



Figure 2.11: Compactage à la presse hydraulique

Le moule dans lequel est situé l'échantillon est nettoyé avec le pinceau et est pesé. On vérifie la teneur en eau avec la partie du sol non utilisée.

$$\text{La teneur en eau } w (\%): w = \frac{m_1 - m_2}{m_2 - m_0}$$

$$\text{La densité sèche } \rho_d (\text{g/cm}^3): \rho_d = \frac{M_2 - M_1}{w \cdot V_{\text{échantillon}}}$$

Où:  $m_0$  est la masse de coupelle vide (g)

$m_1$  est la masse de coupelle plus sol humide (g)

$m_2$  est la masse de coupelle plus sol sec après avoir mis en étuve 24 h (g)

$M_1$  est la masse de moule vide (g)

$M_2$  est la masse de moule plus échantillon humide (g)

$V_{\text{échantillon}}$  est le volume de l'échantillon ( $\text{cm}^3$ )

#### 2.4.2 Démarche de l'essai

Après avoir préparé l'échantillon, on démarre la centrale d'acquisition de données, on lance le programme pour enregistrer les paramètres d'essais, on lance le programme pour décompter le temps en secondes en fonction des pulses fixés, on règle le zéro de la pression ( $p_{\text{atm}} = 0$ ).

Le moule est placé sur un plateau élévateur à déplacement parallèle qui permet de changer la distance entre l'orifice du jet et la surface de l'échantillon ( $h_3$ ), en même temps que la profondeur d'immersion ( $h_2$ ). L'échantillon est centrée sous le jet très précisément.

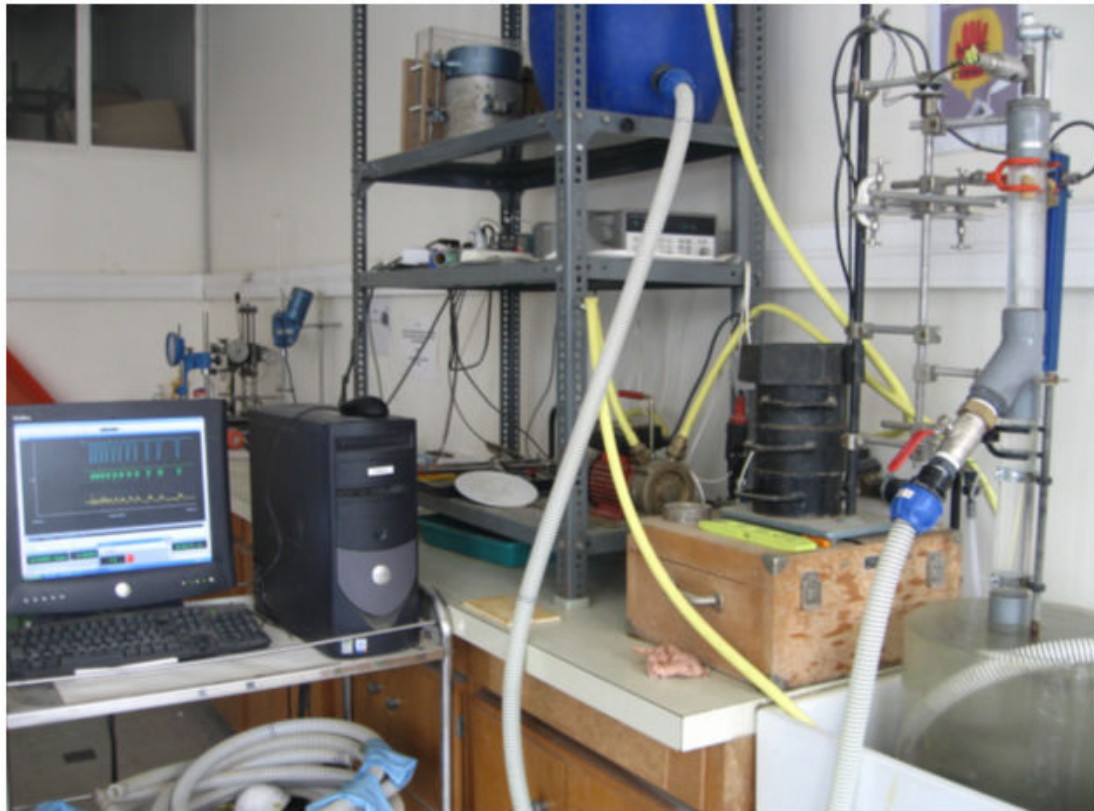
On mesure les paramètres initiaux de l'essai : la distance initiale indiquée par le capteur de déplacement (cm), l'angle de jet, l'angle de la tige de mesure du déplacement correspondant au centre et aux bords de l'échantillon, les distances  $h_2$  et  $h_3$ . Tous les paramètres de l'essai initiaux sont notés sur une feuille pour les utiliser dans l'étape suivante (traitement des données).

On met en marche la pompe pour alimenter le réservoir amont en eau. Et on remplit d'eau le réservoir en plexiglas pour immerger l'échantillon dans l'eau (figure 2.12). En même temps on ouvre la vanne pour remplir d'eau le tube d'injection mais il faut s'assurer que la base du tube est bien fermée par l'obturateur.



*Figure 2.12 : Remplir d'eau*

Dès que la préparation est terminée et l'échantillon est immergé dans l'eau pendant un certain temps, on exécute le programme et l'essai. Pour un certain temps de mesure, les points de mesure sont indiqués sur la figure 2.5.



*Figure 2.13: Dispositif d'essai en cours*

A la fin de l'essai, on enregistre les données, on ferme la vanne, on arrête la pompe, on vide l'eau du réservoir amont et du réservoir aval, on sort le moule et on le nettoie.

### 3. Essai d'infiltration

Le schéma du dispositif expérimental de l'essai d'infiltration est présenté sur la figure 2.14a. Ce dispositif se compose de 4 parties principales: le réservoir d'alimentation en eau, le moule d'infiltration (A - figure 2.14b), un appareil à pression (B) contrôlant le volume d'infiltration à pression constante, la centrale d'acquisition (C).

Pour mesurer l'avancement du front d'humidification, le moule utilisé est constitué d'une enveloppe latérale épaisse en plexiglas, de 9 cm environ de diamètre intérieur et 12 cm environ de hauteur, et de 2 bases en duralumin équipées des tubulures et robinets. L'échantillon est compacté directement dans le moule au moyen de la presse hydraulique jusqu'à la densité sèche désirée (selon le même principe que pour l'essai de jet). Des trous dans la paroi latérale permettent de placer les sondes capacitives de teneur en eau de type Decagon ECH2O-5.

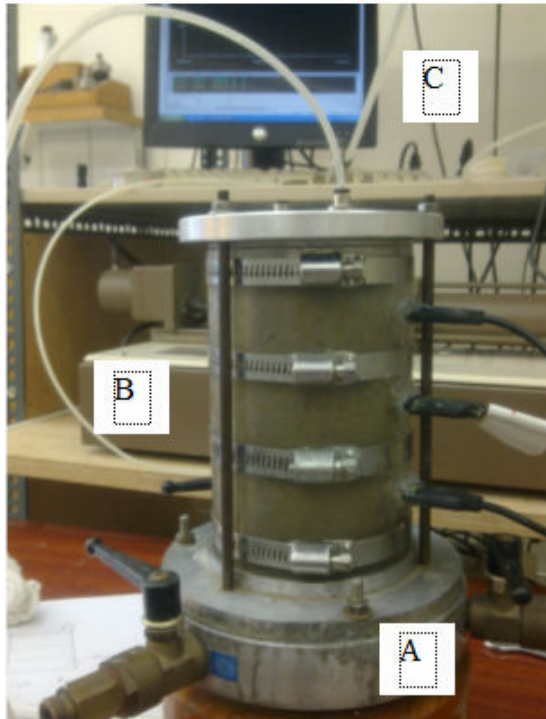


Figure 2.14a: Photo du montage de l'essai d'infiltration

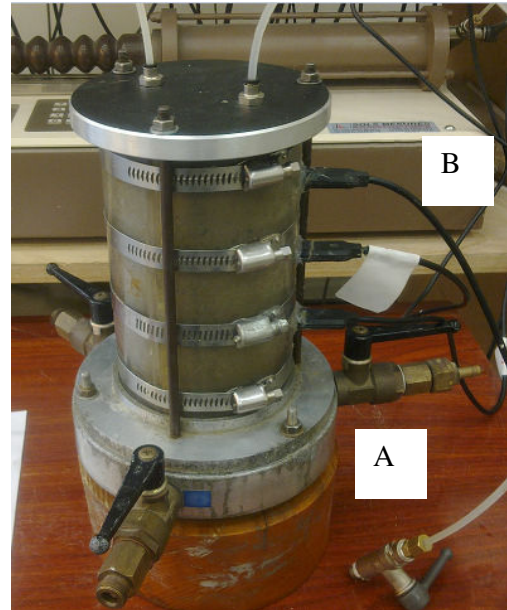


Figure 2.14b: Photo du montage d'un moule d'infiltration montrant les 3 sondes de mesure de teneur en eau pour le limon

On commence par réaliser un avant-trou dans le sol au moyen d'un outil de forme adapté, puis on insère les sondes en forçant légèrement, l'avant-trou étant légèrement plus petit que la sonde pour assurer un bon contact entre la sonde et le sol. L'écoulement se produit de haut en bas. Un contrôleur pression-volume GDS assure le maintien de la pression dans le compartiment supérieur et permet de mesurer la volume injecté. On laisse le drainage ouvert à la base de l'échantillon pendant l'essai pour permettre la sortie de l'air. Dans ce dispositif, il n'y a pas de mesure du gonflement ou du tassement de l'échantillon durant l'essai.

#### 4. Mesures de la teneur en eau du limon après un essai d'infiltration

Parallèlement aux essais d'infiltration précédents, en vue d'étudier plus précisément l'évolution de la teneur en eau le long de l'échantillon, nous avons effectué plusieurs essais d'infiltration d'eau en mesurant manuellement la teneur en eau de chaque couche le long de l'échantillon de sol. Il s'agit dans ce cas d'essais destructifs, dans lesquels l'essai d'infiltration est arrêté au bout d'un temps déterminé, puis détruit pour la mesure de teneur en eau.

L'échantillon est préparé dans le moule Proctor normal à une certaine teneur en eau et densité sèche initiales et soumis à l'infiltration d'eau sous une charge hydraulique statique de 10 cm. L'eau pénètre dans l'échantillon de haut en bas et, afin d'éviter les fuites entre le moule et l'échantillon, le moule est soigneusement graissé. Après immersion de l'échantillon pendant un certain temps, nous sortons l'échantillon du moule en prenant soin de ne pas l'abîmer. On choisit un bloc de sol après avoir fendu l'échantillon sur toute sa longueur, ensuite nous découpons le bloc en plusieurs morceaux ayant une épaisseur de 0.5 cm, 1 ou 2 cm. Les couches supérieures ont une épaisseur plus faible que les couches du bas.

#### 5. Essai pénétrométrique

Le schéma du dispositif expérimental de pénétromètre est présenté sur la figure 2.15

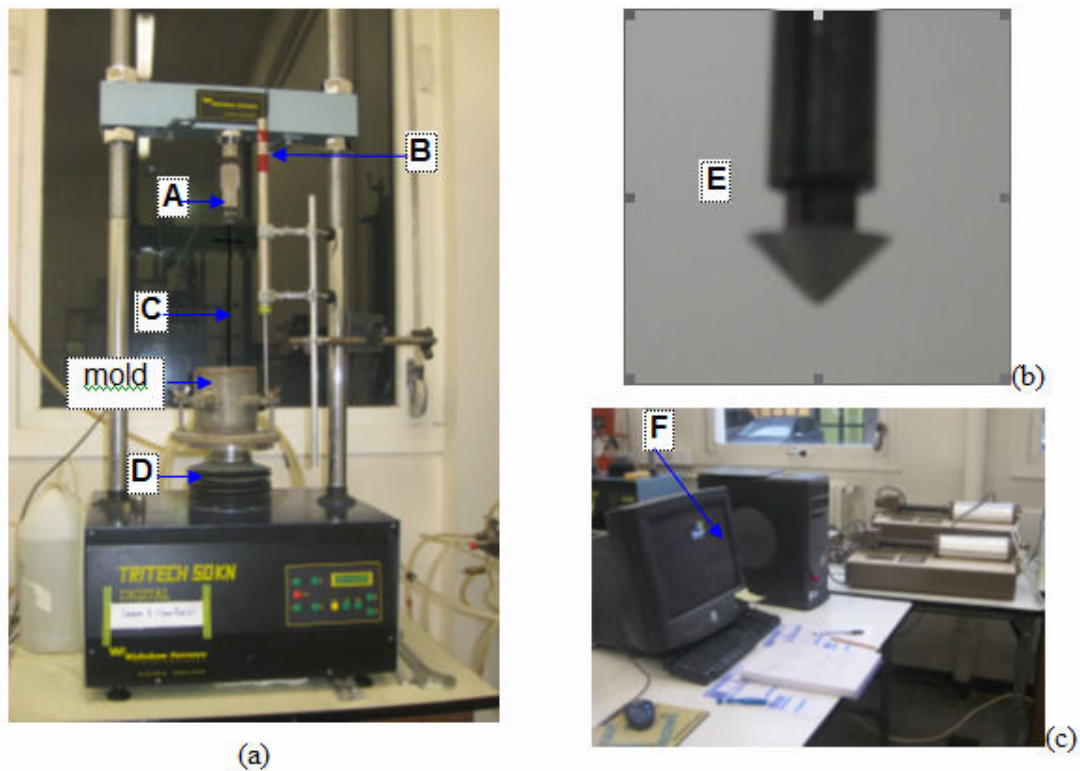


Figure 2.15: Photo de l'essai pénétrométrique ; (a) Dispositif pénétrométrique ;  
(b) Cône du pénétromètre ; (c) Centrale d'acquisition

Le pénétromètre est un appareil qui permet de mesurer la résistance à la pénétration du sol (voir la figure 2.15). Cet appareil se compose des éléments suivants: capteur de force (A), capteur de déplacement (B), tige du pénétromètre (C), presse à vitesse de déplacement constante (D), cône du pénétromètre (E) et centrale d'acquisition (F).

La tige du pénétromètre est faite en acier et se compose d'un manchon de 12mm de diamètre et d'une tige de 8mm de diamètre dont un bout est connecté avec le capteur de force, un autre fixée dans le cône du pénétromètre dont le diamètre le plus grand est de 15,5mm et l'angle au sommet de la pointe aiguë est de  $90^{\circ}$ . La force mesurée par le capteur correspond à l'effort de pointe s'exerçant sur le cône seulement. La présence du manchon latéral permet d'éliminer de la mesure l'effet du frottement exercé par le sol sur la tige.

L'échantillon est initialement placé à l'intérieur de son moule dans une cuve remplie d'eau pendant un certain temps d'immersion, puis il est placé sur le plateau de la presse, l'extrémité du cône est mise au contact de la surface de l'échantillon, le capteur de déplacement est posé sur le moule et on déclenche le programme d'enregistrement des données d'essai.

Avant d'exécuter l'essai, il est nécessaire de fixer la vitesse de la presse (D) et, pour obtenir un bon résultat, il vaut mieux d'utiliser une faible vitesse. Dans notre travail, nous avons utilisé une vitesse de 1 mm/minute.





## Chapitre 3

# Etude de l'infiltration de l'eau et résultats des essais pénétrométriques

### 1. Introduction

Dans les essais classiques de jet, le sol est placé dans l'eau, sous une charge d'une dizaine de centimètres, et il s'humidifie de façon continue pendant les phases d'injection aussi bien que pendant les phases de mesure. Lorsque le sol est compacté, l'eau crée des ponts capillaires entre les grains. La pression de l'eau dans les ponts étant inférieure à la pression de l'air interstitiel, les forces exercées entre les grains sont attractives, ce qui assure la cohésion du sol. C'est la différence entre la pression de l'air et celle de l'eau, appelée succion, qui est représentative de la cohésion du sol. L'humidification du sol va progressivement diminuer la succion et donc la cohésion, rendant plus facile le détachement des grains.

Le premier objectif de ce chapitre est d'étudier l'avancement du front d'humidification sous la charge hydraulique statique de l'essai de JET. L'avancement du front d'humidification est mis en évidence en mesurant le débit d'infiltration à charge constante au moyen d'un contrôleur pression-volume précis et en supposant que l'avancement du front d'humidification est homogène sur toute la surface de l'échantillon. Trois capteurs de mesure de teneur en eau (de type ThetaProbe) sont placés dans l'échantillon pour suivre l'avancement du front d'humidification pendant l'essai (dispositif présenté dans le chapitre 2). En fin d'essai, on mesure le profil des teneurs en eau dans les échantillons à titre de contrôle. Toutefois, ce protocole ne permet pas d'avoir l'évolution de la teneur en eau le long de l'échantillon. C'est pourquoi, en parallèle, des échantillons sont préparés dans les mêmes conditions initiales dans le moule Proctor normal et soumis à une charge hydraulique statique de 10 cm pour mesurer l'évolution de la teneur en eau le long de l'échantillon dans ces conditions en fonction du temps d'immersion préalable.

Le deuxième objectif est de mesurer la résistance à la pénétration du sol à différentes teneurs en eau initiales, différentes masses volumiques sèches initiales, différents temps d'immersion préalable. Cela permettra d'expliquer l'influence complexe de la teneur en eau sur l'érosion dont les résultats sont présentés dans le chapitre 4.

### 2. Etude de l'infiltration et de la pénétration de l'eau

#### 2.1 Résultats des essais d'infiltration avec mesure du débit

Les figures 3.1 et 3.2 présentent d'une part le volume d'eau infiltré dans le mélange de sable et d'argile, d'autre part l'évolution de la teneur en eau volumique en fonction du temps. On constate qu'après un certain temps  $t_i$  (de l'ordre de 3500 min pour l'échantillon moyennement dense et 420 min pour l'échantillon peu dense, les teneurs en eau se stabilisent, et la courbe de variation volumique change de pente. On se trouve alors dans un état d'écoulement en régime permanent quasi-saturé. Même s'il est difficile d'interpréter les courbes de variation de teneur en eau volumique qui intègrent à la fois les variations de



densité et de teneur en eau, on note toutefois que les valeurs ne correspondent pas tout-à-fait à la saturation. Dans cette phase, nous avons calculé la perméabilité qui est parfaitement représentative du matériau utilisé et des conditions expérimentales avec des valeurs de  $2,3 \cdot 10^{-9}$  m/s dans le premier cas et  $5 \cdot 10^{-8}$  m/s dans le second. On remarque en outre que le volume d'air présent dans l'échantillon au début de l'essai est, dans les deux cas, légèrement supérieur au volume d'eau injecté pour atteindre le début de la phase de régime permanent. A partir du temps  $t_i$ , on observe la sortie de l'eau par la base de la cellule.

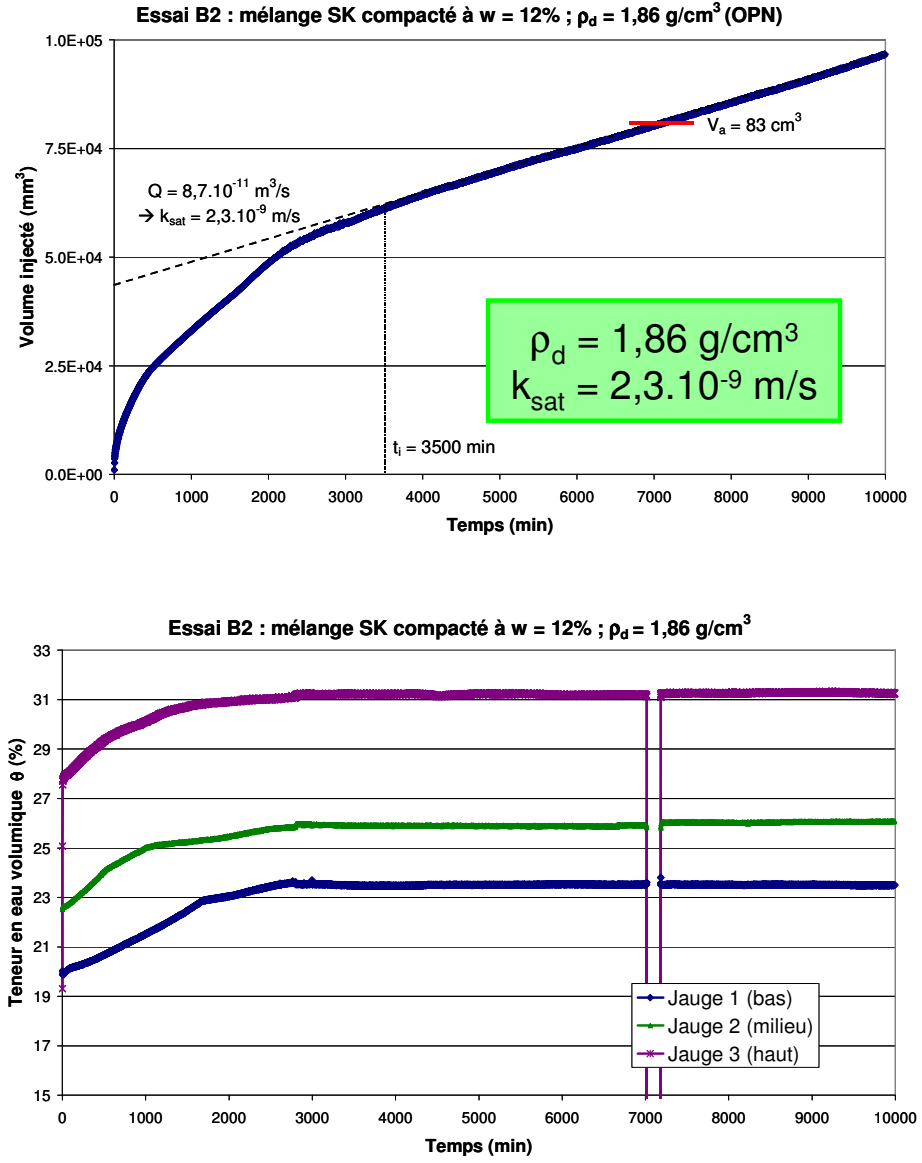


Figure 3.1. Résultat de l'essai d'infiltration sur le mélange S50-K50 moyennement dense

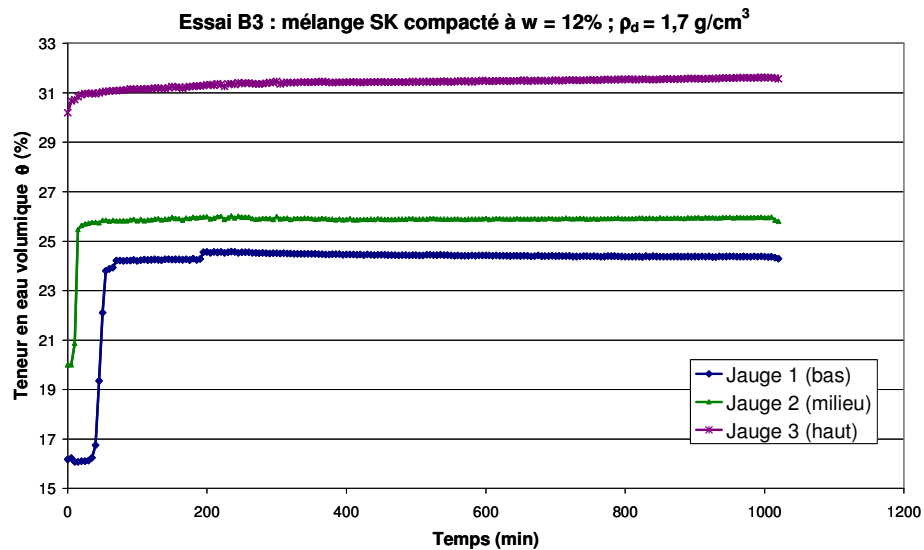
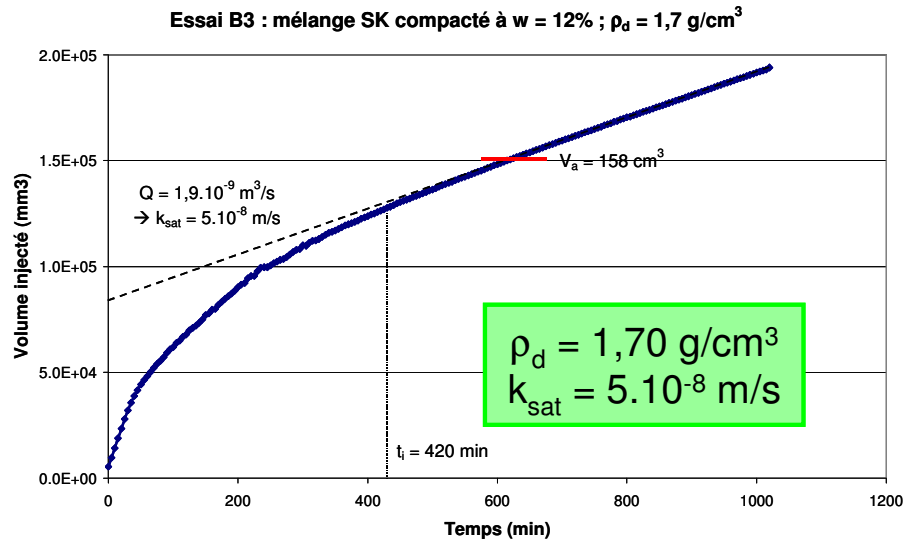


Figure 3.2. Résultat de l'essai d'infiltration sur le mélange S50-K50 peu dense

Les perméabilités et les temps  $t_i$  mesurés indiquent qu'il s'agit d'un matériau peu perméable, la perméabilité étant à peu près celle de l'argile, et ceci, quelle que soit la densité. Les temps  $t_i$  sont longs par rapport à la durée d'imbibition préalable des échantillons dans l'essai de jet. En effet, pour l'échantillon en conditions moyennes, des temps d'immersion préalable de 5 min ou de 70 min (qui sont les valeurs prises dans l'essai de jet) signifient des volumes d'imbibition de 2,8 cm<sup>3</sup> et 8,7 cm<sup>3</sup>, soit une profondeur de pénétration de l'eau de l'ordre de 3 mm et 10 mm, respectivement. Pour l'échantillon peu dense, ces valeurs deviennent 4,2 et 46,7 cm<sup>3</sup>, soit des profondeurs de pénétration de 2,6 et 29,6 mm. Pour la majorité des essais réalisés avec un temps d'immersion de 5 min environ, il est certain que ce paramètre n'a pas d'influence. En revanche, on peut s'étonner de n'avoir pas observé une plus grande différence dans les profondeurs d'érosion entre les temps de 5 et 70 min puisqu'il y a une réelle différence dans les profondeurs de pénétration de l'eau et que cela devrait influencer sur les

caractéristiques du matériau et sa cohésion capillaire. Mais cette question rejoint sans doute la faible influence observée de la teneur en eau.

Le résultat de l'essai d'infiltration sur le limon compacté à la densité sèche sèche correspondant à 95% de l'optimale ( $\rho_d = 1.65 \text{ g/cm}^3$ ) est présenté sur la figure 3.3 suivante.

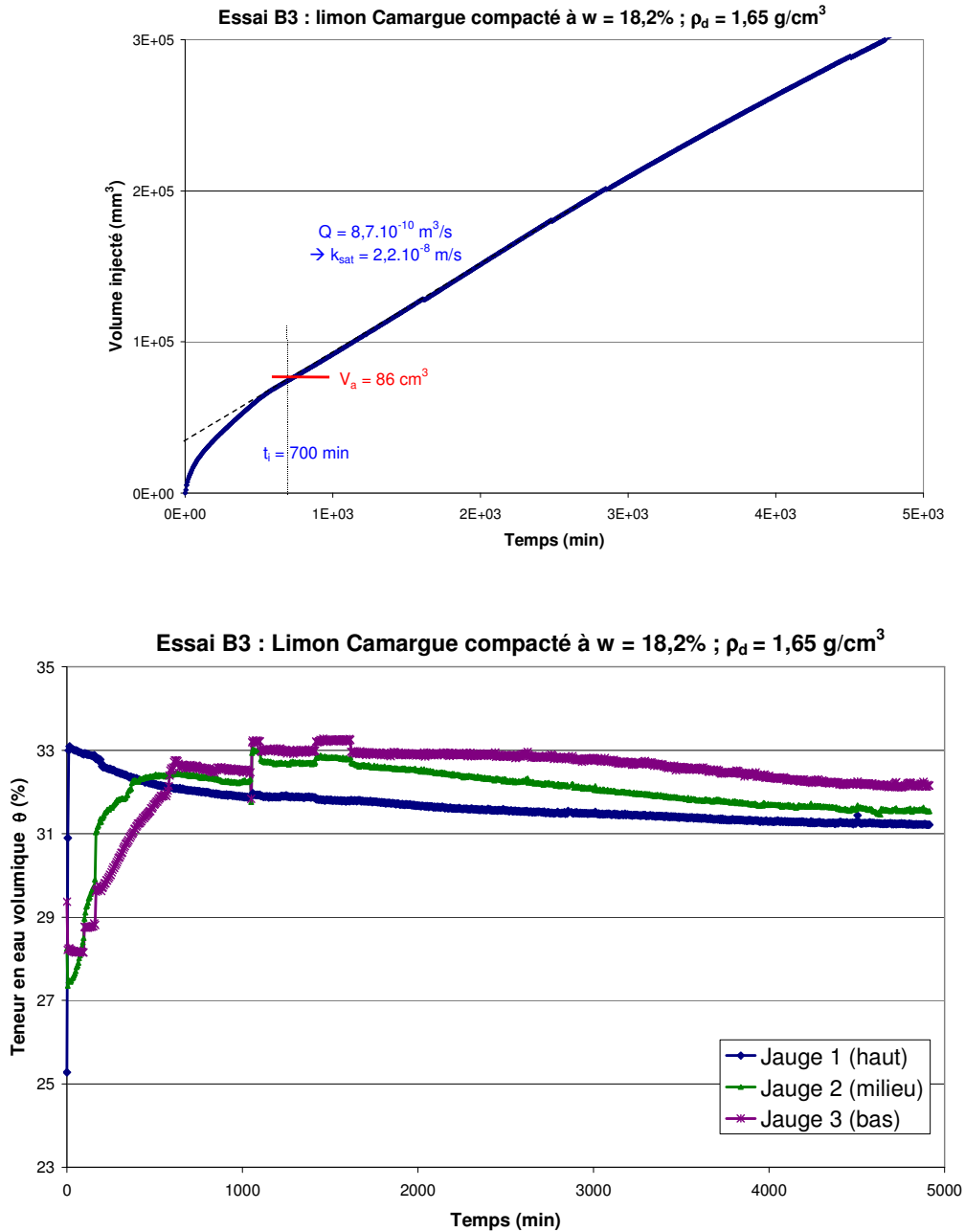


Figure 3.3. Résultat de l'essai d'infiltration sur le limon

D'autres essais effectués à des masses volumiques plus faibles ( $1.55$  et  $1.45 \text{ g/cm}^3$ ) n'ont pas permis d'obtenir de résultat car l'infiltration était trop rapide pour permettre la mesure du volume infiltré en fonction du temps avec le contrôleur utilisé. Nous avons

constaté que, pour un échantillon préparé à un certain état de densité sèche et de teneur en eau initiale, il existe un temps d'immersion minimum pour que la teneur en eau soit stable, qui dépend de la densité sèche et de la teneur en eau initiales ; ce temps peut passer de quelques minutes à des centaines de minutes selon les conditions. Toutefois, ces essais ne donnent que l'évolution de la teneur en eau en trois points de l'échantillon, donc nous avons effectué des essais de pénétration d'eau pour mesurer précisément l'évolution de la teneur en eau le long de l'échantillon dans le paragraphe 2.2 suivant.

## 2.2 Résultats des mesures de la teneur en eau du limon après un essai d'infiltration

Les résultats complets sont présentés dans l'annexe A et sur les figures 3.4a, b, c, d et 3.5a, b, c, d, e, f ci-dessous. Les échantillons sont préparés soit à la densité sèche de l'optimum ( $\rho_d = 1.7 \text{ g/cm}^3$ ), soit à une densité sèche plus faible ( $\rho_d = 1.55 \text{ g/cm}^3$ ) ; ces échantillon se trouvent dans des conditions similaires à celles des essais de jet dans les chapitres 4 et 5.

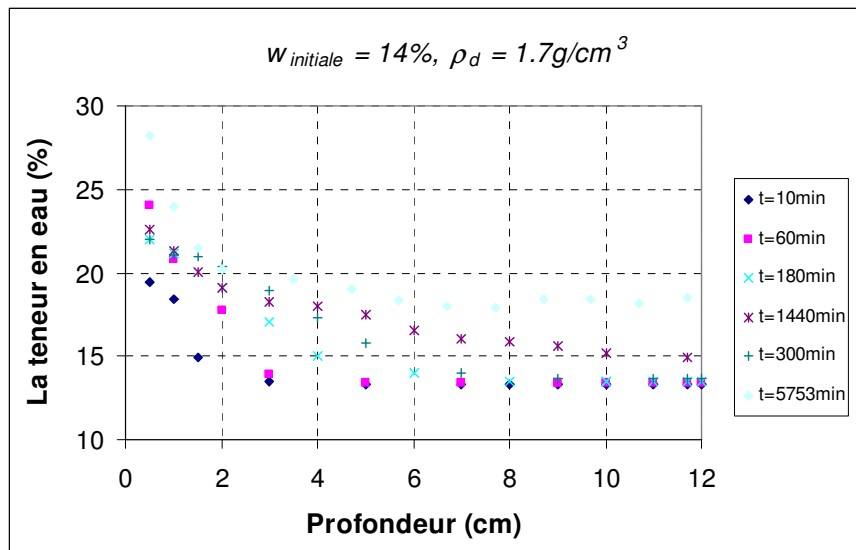


Figure 3.4a: Evolution de la teneur en eau en fonction de la profondeur de sol pour différents temps d'immersion préalable

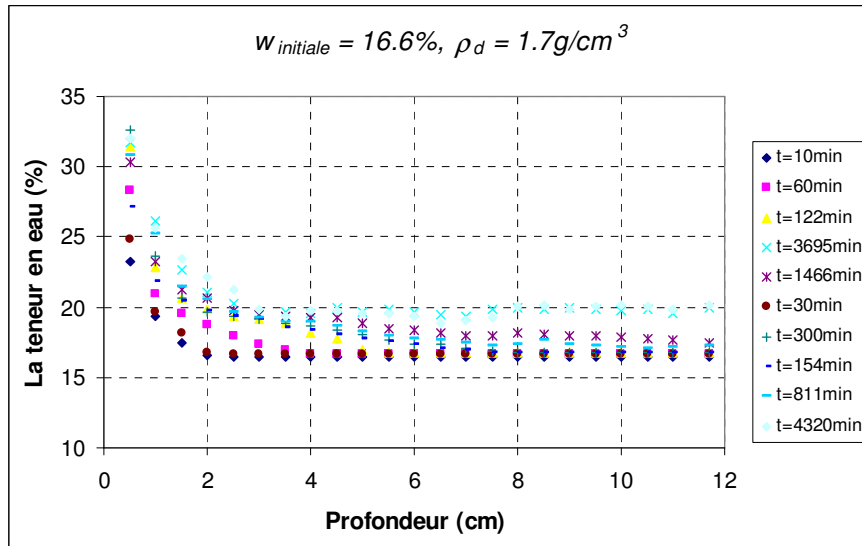


Figure 3.4b: Evolution de la teneur en eau en fonction de la profondeur de sol pour différents temps d'immersion préalable

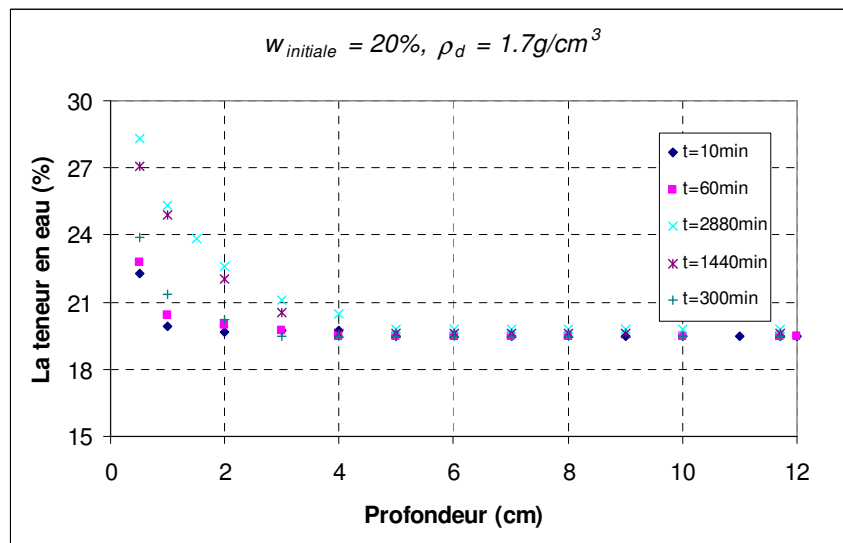


Figure 3.4c: Evolution de la teneur en eau en fonction de la profondeur de sol pour différents temps d'immersion préalable

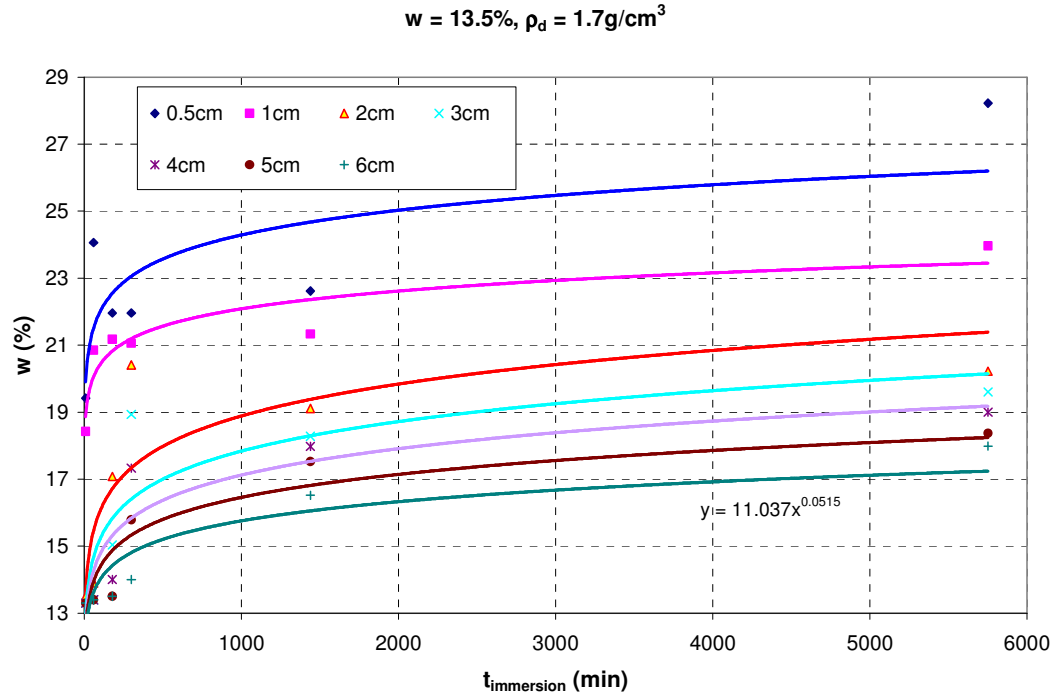


Figure 3.4d: Evolution de la teneur en eau en fonction du temps d'immersion préalable pour différentes profondeurs de sol

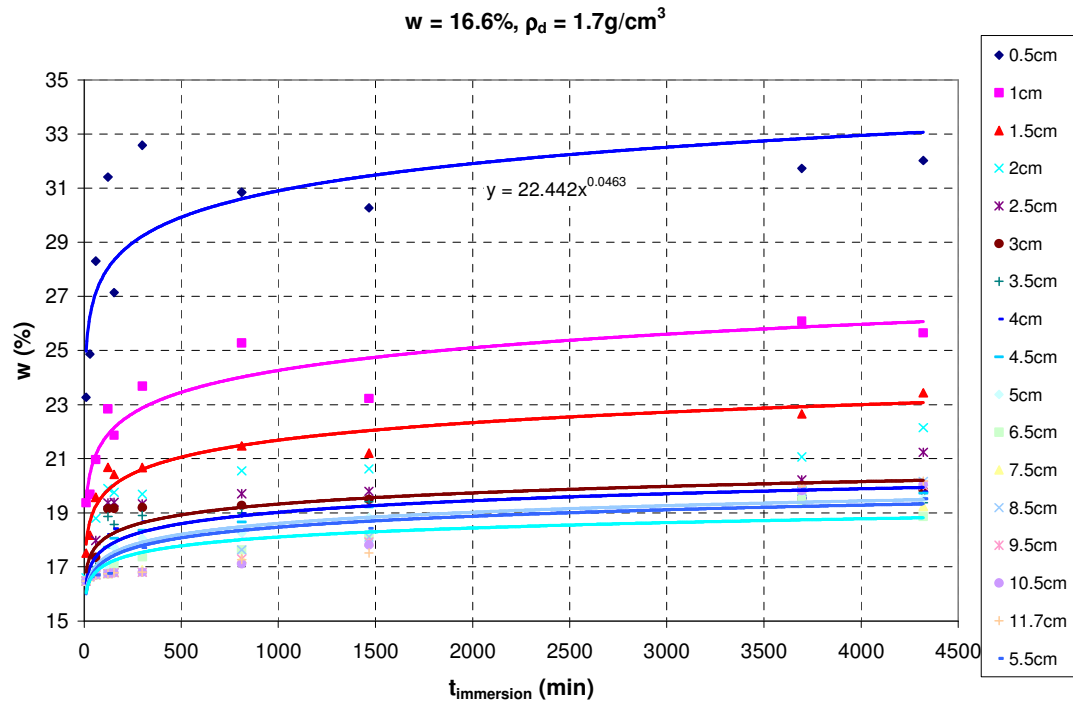


Figure 3.4e: Evolution de la teneur en eau en fonction du temps d'immersion préalable pour différentes profondeurs de sol

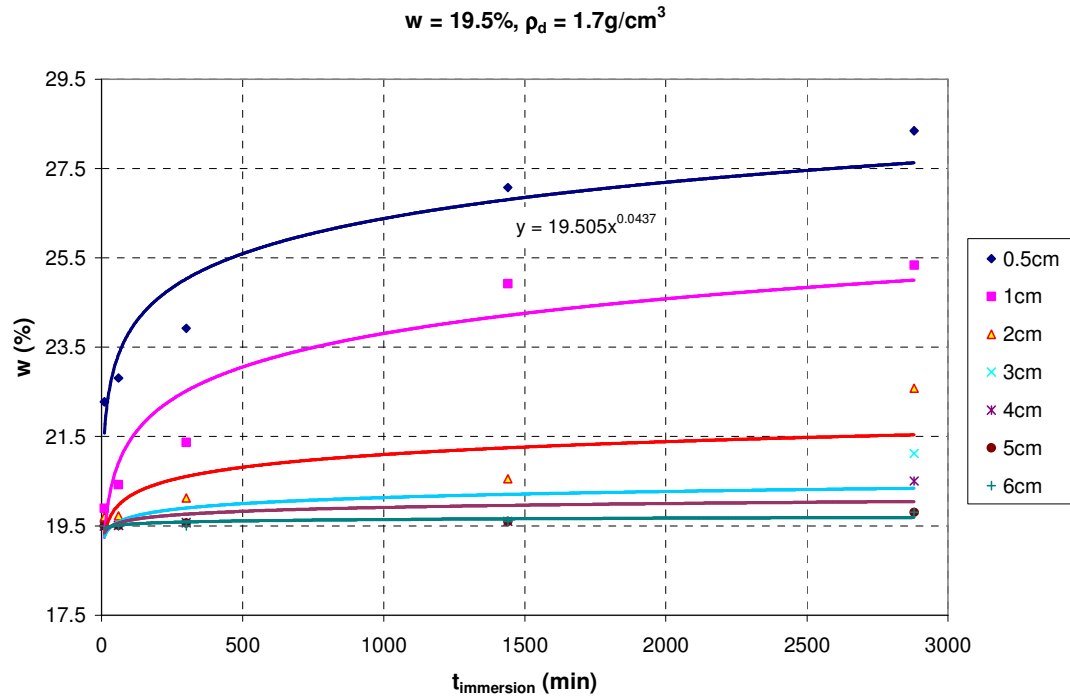


Figure 3.4f: Evolution de la teneur en eau en fonction du temps d'immersion préalable pour différentes profondeurs de sol

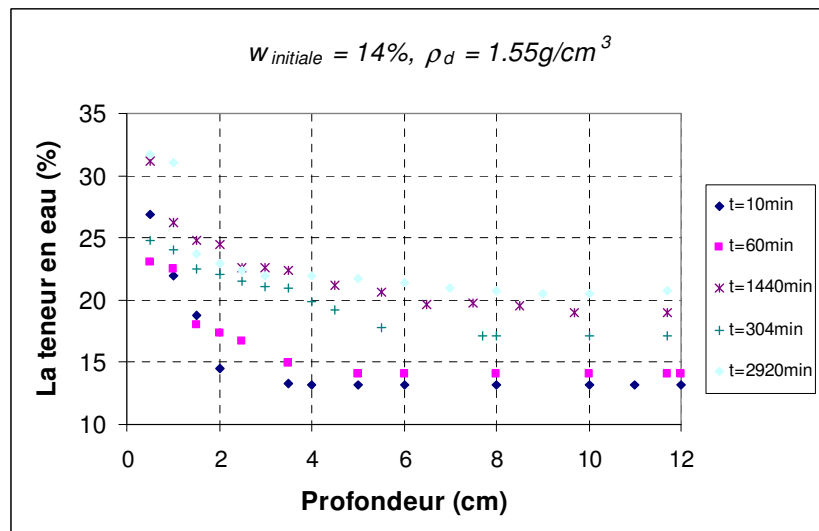


Figure 3.5a: Evolution de la teneur en eau en fonction de la profondeur de sol pour différents temps d'immersion préalable

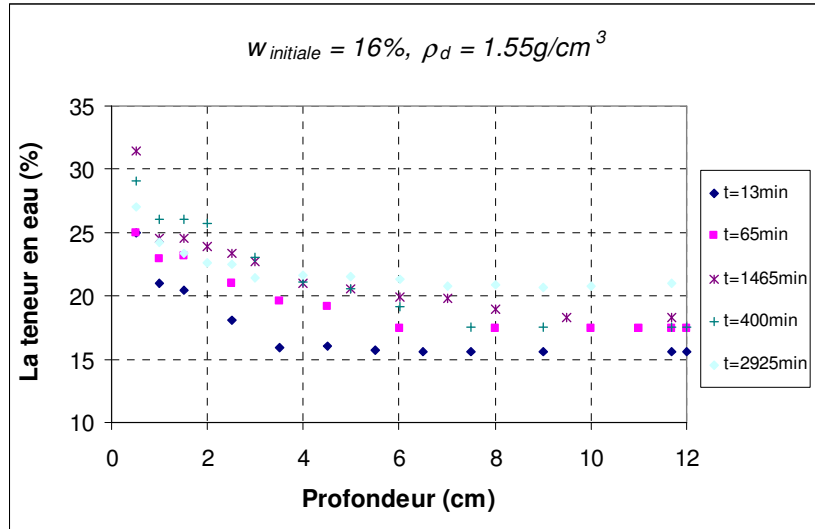


Figure 3.5b: Evolution de la teneur en eau en fonction de la profondeur de sol pour différents temps d'immersion préalable

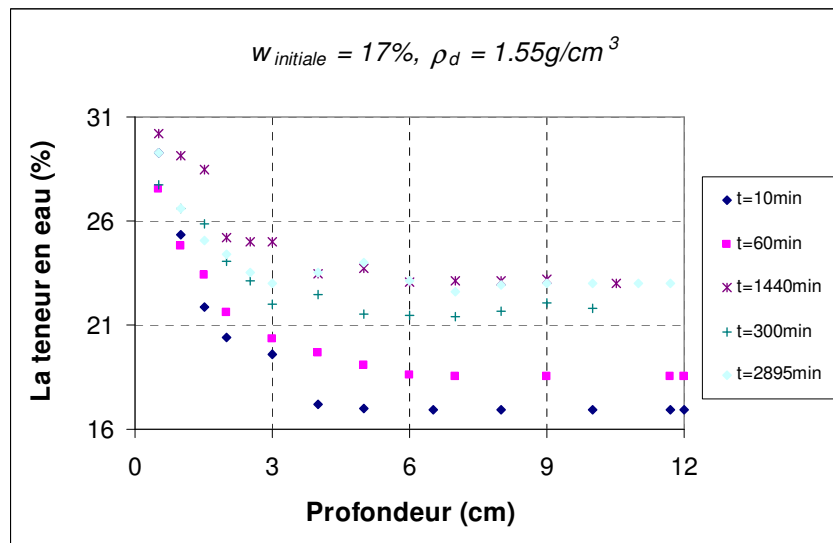


Figure 3.5c: Evolution de la teneur en eau en fonction de la profondeur de sol pour différents temps d'immersion préalable



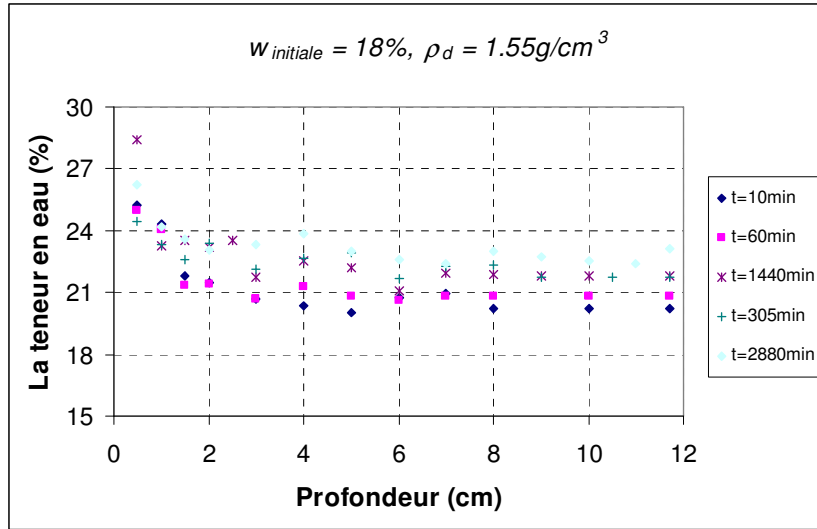


Figure 3.5d: Evolution de la teneur en eau en fonction de la profondeur de sol pour différents temps d'immersion préalable

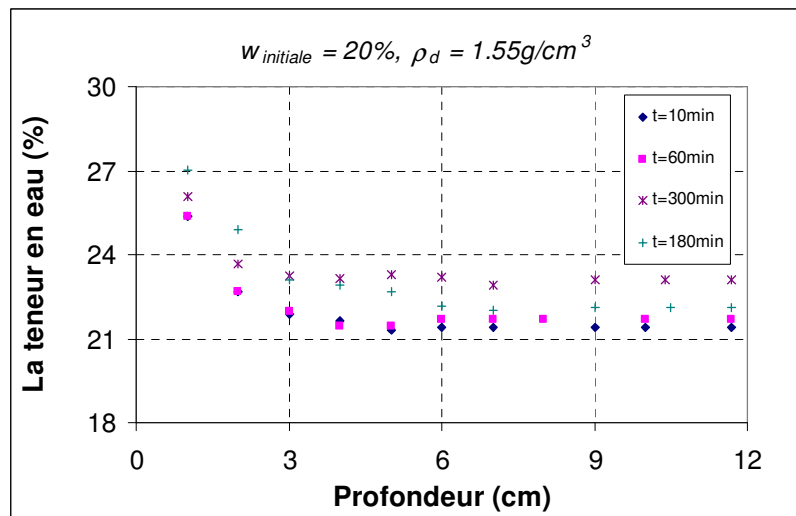


Figure 3.5e: Evolution de la teneur en eau en fonction de la profondeur de sol pour différents temps d'immersion préalable

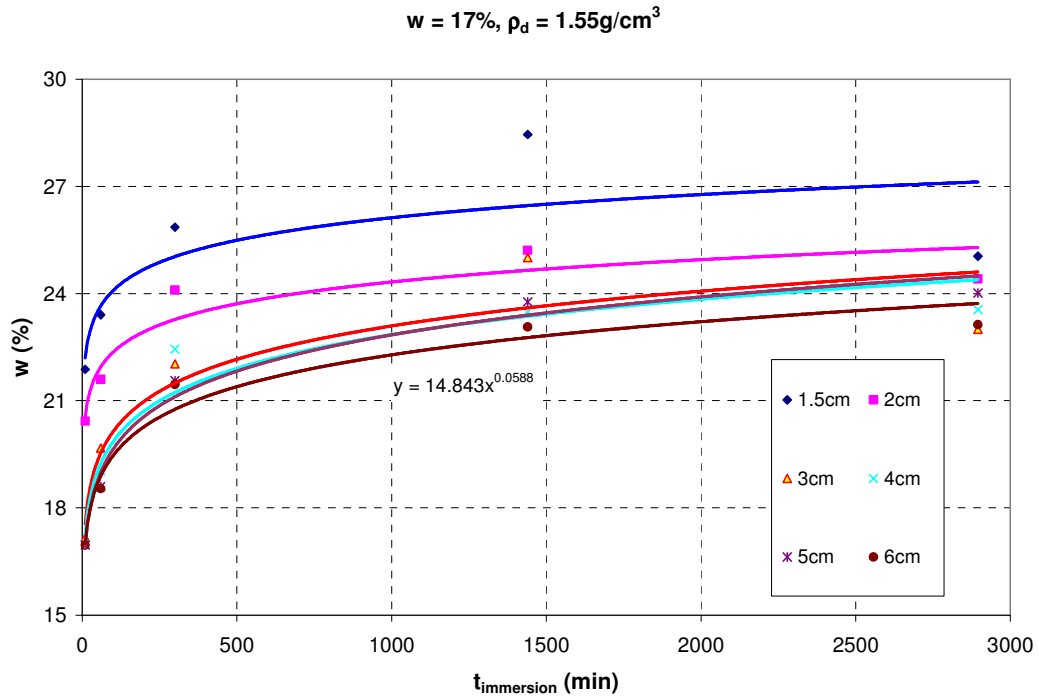


Figure 3.5f: Evolution de la teneur en eau en fonction du temps d'immersion préalable pour différentes profondeurs de sol

En regardant les figures 3.4a, b, c et 3.5a, b, c, d, e nous constatons que, quel que soit le temps d'immersion préalable, la teneur en eau est presque constante lorsque la profondeur est supérieure à 4 cm. Pour l'échantillon préparé à la densité sèche optimale, plus la teneur en eau initiale est élevée, plus l'évolution de la teneur en eau est lente (figures 3.4a, b, c) surtout dans la zone où la teneur en eau ne varie presque pas en fonction de la profondeur du sol. Dans cette zone, la teneur en eau varie très légèrement avec le temps d'immersion préalable. En revanche, pour les échantillons lâches, l'évolution de la teneur en eau se produit assez rapidement, quel que soit le temps d'immersion ou quelle que soit la teneur en eau initiale. Pour ces échantillons, la teneur en eau évolue progressivement avec le temps d'immersion, quelle que soit la profondeur de sol. Nous pouvons conclure que, pour les échantillons dont la densité sèche est faible, le temps d'immersion préalable joue un rôle important car l'augmentation de la teneur en eau avec le temps d'immersion conduit à une diminution de la succion du sol (voir les figures 5.9a, b, c, d).

### 3. Résultats des essais pénétrométriques

L'objectif de ce paragraphe est d'étudier l'influence de la densité sèche, de la teneur en eau initiales et du degré de saturation, ainsi que du temps d'immersion préalable sur la résistance à la pénétration du Limon de Camargue. Pour réaliser cet objectif, nous avons utilisé le pénétromètre décrit dans le chapitre 2.

### 3.1 Choix d'une valeur représentante de la résistance à la pénétration

La variation de la résistance à la pénétration en fonction de la profondeur de pénétration dans le sol est montrée à titre d'exemple sur la Figure 3.6. La résistance à la pénétration mesurée est celle s'exerçant sur le cône du pénétromètre.

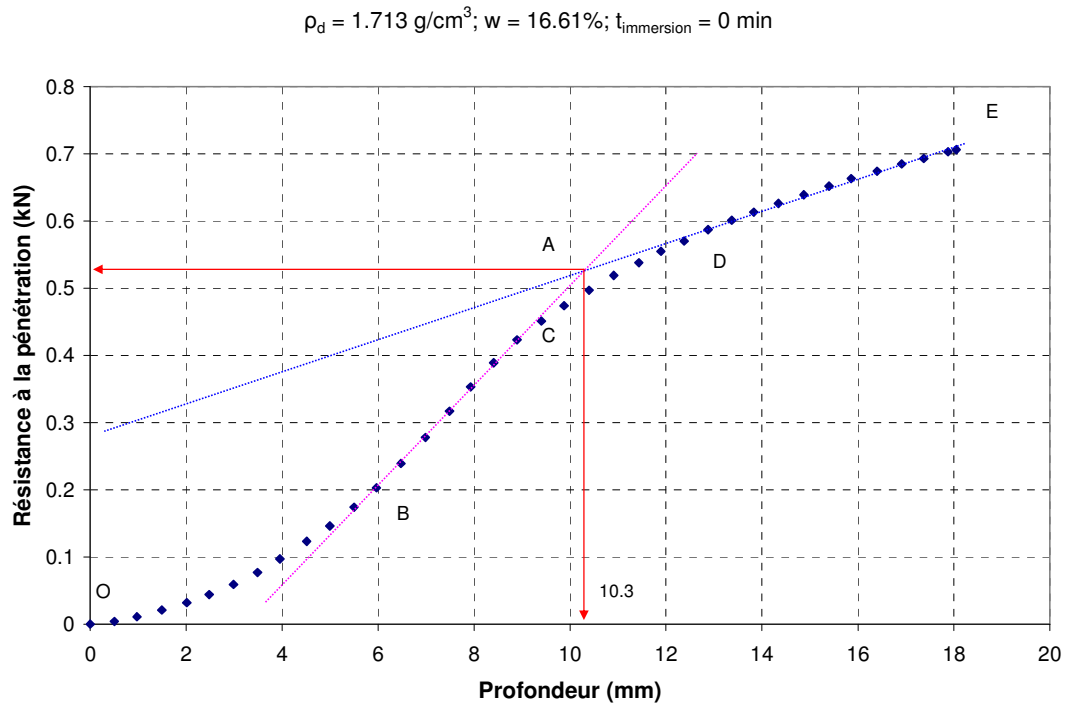


Figure 3.6: Exemple d'une courbe de résistance à la pénétration en fonction de la profondeur de Limon de Camargue

L'évolution de la résistance à la pénétration en fonction de la profondeur de sol présente 4 phases : deux segments de courbes OB et CD et deux segments de droite BC et DE. Dans le segment OB, le cône du pénétromètre n'est pas encore complètement enfoncé dans le sol et le sol est refoulé latéralement jusqu'à la surface. Dans le segment BC, le sol est tassé par le cône donc la résistance à la pénétration augmente en raison de la diminution de l'indice des vides. Dans le segment DE, le refoulement du sol qui se produit lors de l'enfoncement du cône n'atteint plus la surface et la résistance augmente légèrement avec la profondeur.

Pour faciliter les comparaisons dans des cas différents, nous avons choisi le point A (point d'intersection entre les deux droites BC et DE) sur la figure 3.6 ci-dessus pour en déduire la résistance à la pénétration critique. Nous avons choisi le point A même si la teneur en eau change en fonction de la profondeur de sol en raison du temps d'immersion préalable car dans notre travail la profondeur correspondant au point A se trouve dans la zone où la teneur en eau est presque stable.

### ***3.2. Résultats obtenus***

Nous avons effectué des essais de pénétrométrie en faisant varier les paramètres du sol dans une large gamme ( $\rho_d = 1.55, 1.6$  et  $1.7 \text{ g/cm}^3$  ;  $w = 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20\%$ ). Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 3.1 et sur les figures 3.9 à 3.12. Les courbes de résistance à la pénétration en fonction de la profondeur de sol sont présentées dans l'annexe B.

Echantillon	$\rho_d$	w	$t_{immersion}$	Résistance à la pénétration	$S_r$ (initial)	Echantillon	$\rho_d$	w	$t_{immersion}$	Résistance à la pénétration	$S_r$ (initial)
	(g/cm <sup>3</sup> )	(%)	(min)	(KN)	(%)		(g/cm <sup>3</sup> )	(%)	(min)	(KN)	(%)
N1-1	1.713	16.61	0	0.525	77.8	N11-1	1.768	16.4	0	0.66	84.0
N1-2	1.713	16.61	13	0.56	77.8	N11-2	1.768	16.4	12	0.73	84.0
N1-3	1.713	16.61	313	0.52	77.8	N11-3	1.768	16.4	312	0.72	84.0
N1-4	1.713	16.61	1180	0.27	77.8	N11-4	1.768	16.4	1122	0.72	84.0
N1-5	1.713	16.61	2610	0.32	77.8	N11-5	1.768	16.4	2572	0.65	84.0
N2-1	1.708	17.84	0	0.3	82.9	N12-1	1.564	13.5	0	0.495	50.2
N2-2	1.708	17.84	10	0.42	82.9	N12-2	1.564	13.5	10	0.48	50.2
N2-3	1.708	17.84	310	0.37	82.9	N12-3	1.564	13.5	320	0.16	50.2
N2-4	1.708	17.84	1250	0.26	82.9	N12-4	1.564	13.5	1370	0.09	50.2
N2-5	1.708	17.84	2630	0.29	82.9	N12-5	1.564	13.5	2570	0.072	50.2
N3-1	1.71	18.55	0	0.26	86.5	N13-1	1.557	14.61	0	0.41	53.7
N3-2	1.71	18.55	10	0.3	86.5	N13-2	1.557	14.61	10	0.375	53.7
N3-3	1.71	18.55	310	0.285	86.5	N13-3	1.557	14.61	260	0.17	53.7
N3-4	1.71	18.55	1225	0.3	86.5	N13-4	1.557	14.61	980	0.096	53.7
N3-5	1.71	18.55	2595	0.3	86.5	N13-5	1.557	14.61	2335	0.08	53.7
N4-1	1.705	19.76	0	0.165	91.4	N14-1	1.565	19.23	0	0.135	71.6
N4-2	1.705	19.76	10	0.19	91.4	N14-2	1.565	19.23	10	0.0575	71.6
N4-3	1.705	19.76	310	0.21	91.4	N14-3	1.565	19.23	317	0.061	71.6
N4-4	1.705	19.76	1400	0.25	91.4	N14-4	1.565	19.23	1187	0.074	71.6
N4-5	1.705	19.76	2715	0.21	91.4	N14-5	1.565	19.23	2527	0.07	71.6
N5-1	1.702	16.19	0	0.49	74.5	N15-1	1.565	15.48	0	0.325	57.6
N5-2	1.702	16.19	10	0.545	74.5	N15-2	1.565	15.48	10	0.275	57.6
N5-3	1.702	16.19	310	0.525	74.5	N15-3	1.565	15.48	310	0.073	57.6
N5-4	1.702	16.19	1240	0.43	74.5	N15-4	1.565	15.48	1070	0.085	57.6
N5-5	1.702	16.19	2734	0.32	74.5	N15-5	1.565	15.48	2570	0.07	57.6

N6-1	1.705	15.19	0	0.7	70.3	N16-1	1.567	17.31	0	0.21	64.6
N6-2	1.705	15.19	10	0.82	70.3	N16-2	1.567	17.31	13	0.116	64.6
N6-3	1.705	15.19	310	0.65	70.3	N16-3	1.567	17.31	273	0.054	64.6
N6-4	1.705	15.19	1050	0.545	70.3	N16-4	1.567	17.31	1133	0.06	64.6
N6-5	1.705	15.19	2280	0.37	70.3	N16-5	1.567	17.31	2433	0.052	64.6
N7-1	1.7	14.21	0	0.84	65.2	N17-1	1.557	19.07	0	0.137	70.1
N7-2	1.7	14.21	12	0.95	65.2	N17-2	1.557	19.07	10	0.056	70.1
N7-3	1.7	14.21	312	0.745	65.2	N17-3	1.557	19.07	310	0.05	70.1
N7-4	1.7	14.21	1282	0.505	65.2	N17-4	1.557	19.07	1185	0.06	70.1
N7-5	1.7	14.21	2593	0.475	65.2	N17-5	1.557	19.07	2570	0.054	70.1
N8-1	1.66	16.99	0	0.45	73.2	N19-1	1.616	17.21	0	0.29	69.3
N8-2	1.66	16.99	11	0.44	73.2	N19-2	1.616	17.21	10	0.22	69.3
N8-3	1.66	16.99	314	0.28	73.2	N19-3	1.616	17.21	310	0.15	69.3
N8-4	1.66	16.99	1307	0.275	73.2	N19-4	1.616	17.21	1150	0.135	69.3
N8-5	1.66	16.99	2477	0.19	73.2	N19-5	1.616	17.21	2585	0.14	69.3
N9-1	1.563	16.96	0	0.28	62.9	N20-1	1.613	19.49	0	0.14	78.1
N9-2	1.563	16.96	10	0.275	62.9	N20-2	1.613	19.49	10	0.115	78.1
N9-3	1.563	16.96	315	0.09	62.9	N20-3	1.613	19.49	310	0.11	78.1
N9-4	1.563	16.96	1155	0.1	62.9	N20-4	1.613	19.49	1230	0.11	78.1
N9-5	1.563	16.96	2355	0.065	62.9	N20-5	1.613	19.49	2720	0.105	78.1
N10-1	1.621	16.34	0	0.32	66.3	N21-1	1.597	13.51	0	0.575	52.8
N10-2	1.621	16.34	10	0.31	66.3	N21-2	1.597	13.51	10	0.64	52.8
N10-3	1.621	16.34	310	0.12	66.3	N21-3	1.597	13.51	310	0.27	52.8
N10-4	1.621	16.34	1240	0.13	66.3	N21-4	1.597	13.51	1205	0.124	52.8
N10-5	1.621	16.34	2665	0.105	66.3	N21-5	1.597	13.51	2669	0.09	52.8

Tableau 3.1 : Résumé des résultats des essais de pénétrométrie pour le Limon de Camargue

### 3.2.1. Influence de la densité sèche initiale

Nous voyons sur les figures 3.7a, b, c que la résistance à la pénétration du sol augmente avec la densité sèche ( $\rho_d$ ). Et nous constatons sur les figures 3.8a, b, c, d que, plus le sol est humide, plus l'influence de la densité sèche sur la résistance à la pénétration est faible. Nous pouvons remarquer aussi qu'à la densité sèche faible ( $\rho_d = 1.55 \text{ g/cm}^3$ ), la résistance à la pénétration est influencée fortement par le changement du temps d'immersion préalable (voir le paragraphe 3.2.3). Sur la figure 3.12b, nous trouvons que, si la densité sèche est très forte ( $\rho_d \approx 1.75 \text{ g/cm}^3$ ), l'influence du temps d'immersion est négligeable.

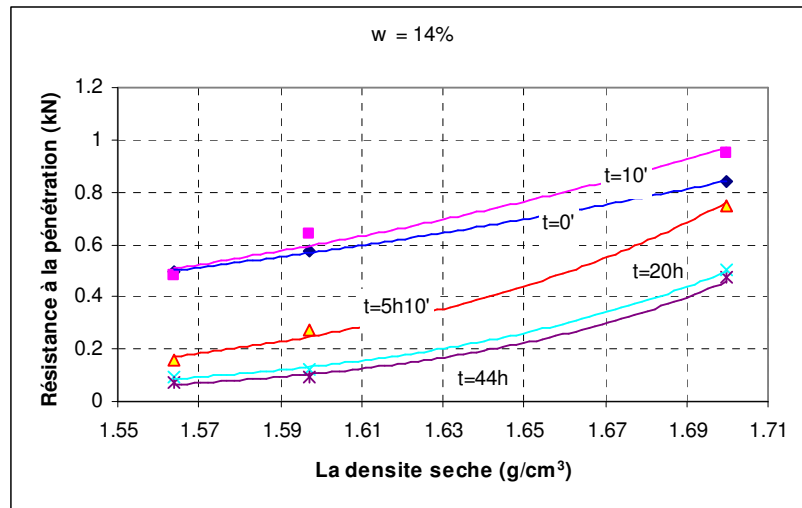


Figure 3.7a: Evolution de la résistance à la pénétration en fonction de la densité sèche de l'échantillon pour chaque temps d'immersion préalable

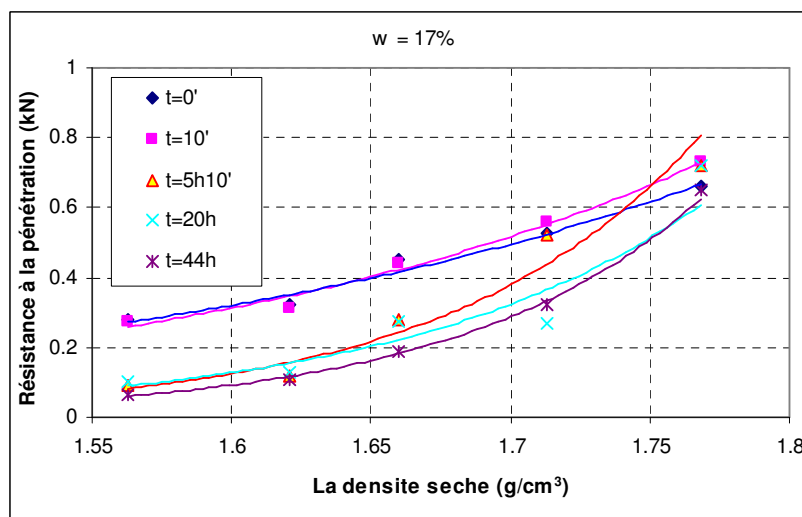


Figure 3.7b: Evolution de la résistance à la pénétration en fonction de la densité sèche de l'échantillon pour chaque temps d'immersion préalable

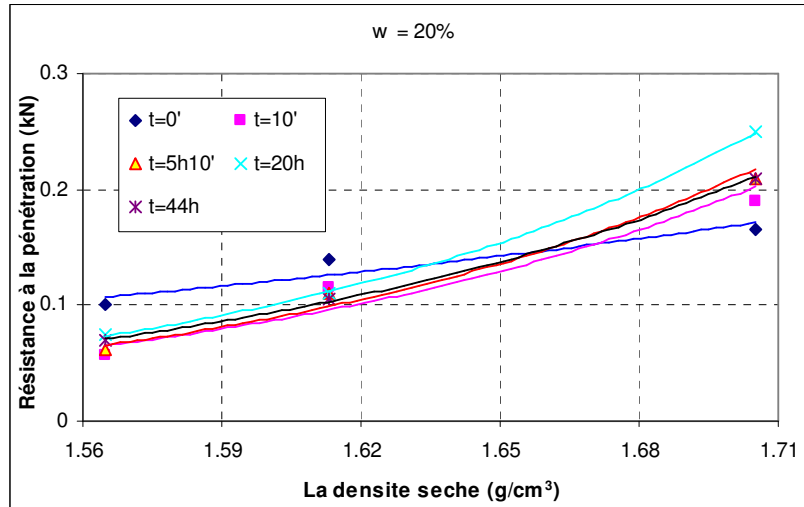


Figure 3.7c: Evolution de la résistance à la pénétration en fonction de la densité sèche de l'échantillon pour chaque temps d'immersion préalable

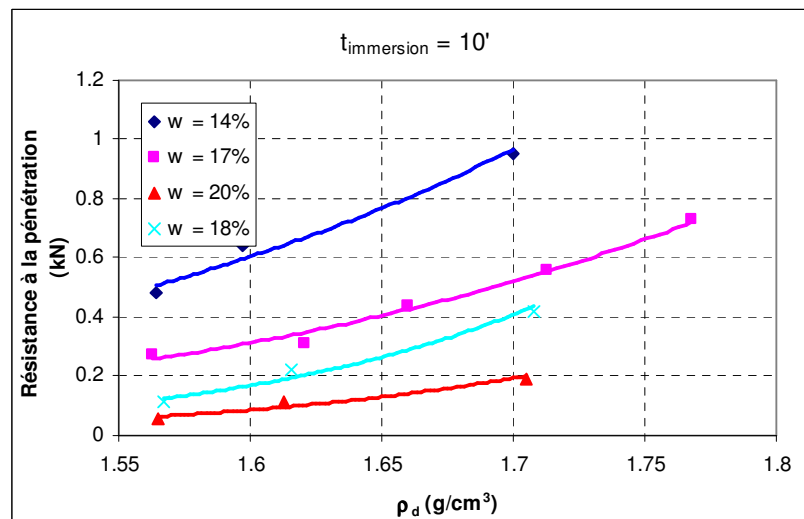


Figure 3.8a: Evolution de la résistance à la pénétration en fonction de la densité sèche initiale de l'échantillon pour différentes teneurs en eau



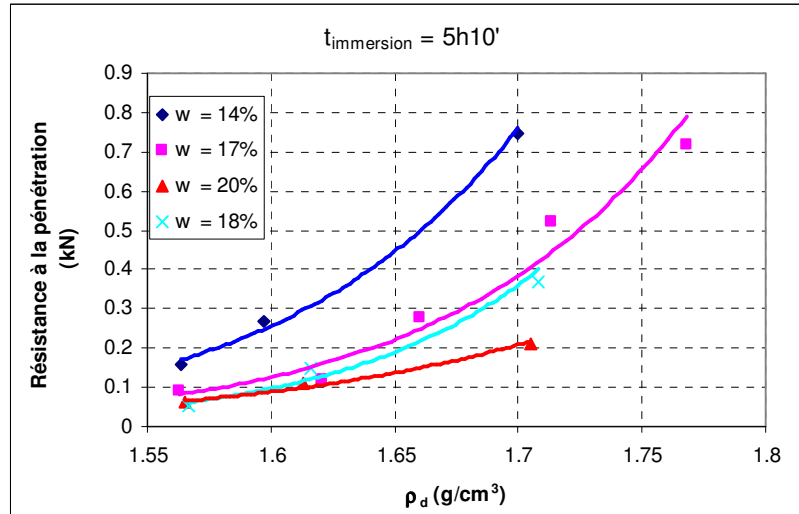


Figure 3.8b: Evolution de la résistance à la pénétration en fonction de la densité sèche initiale de l'échantillon pour différentes teneurs en eau

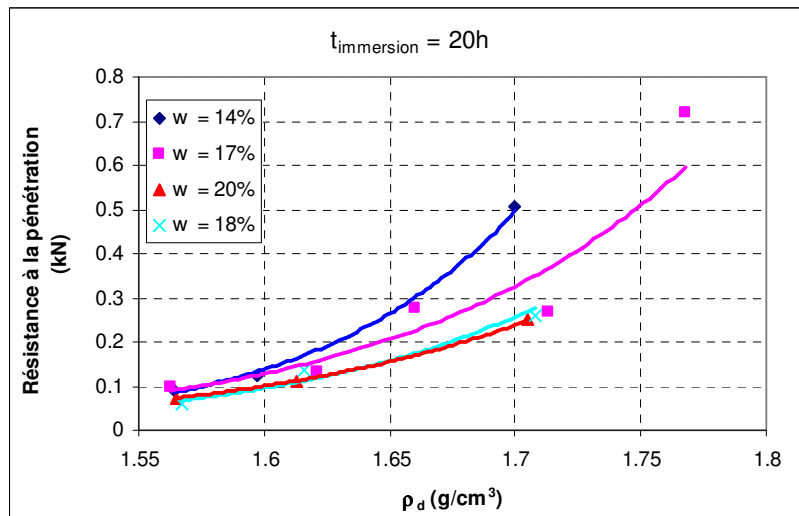


Figure 3.8c: Evolution de la résistance à la pénétration en fonction de la densité sèche initiale de l'échantillon pour différentes teneurs en eau

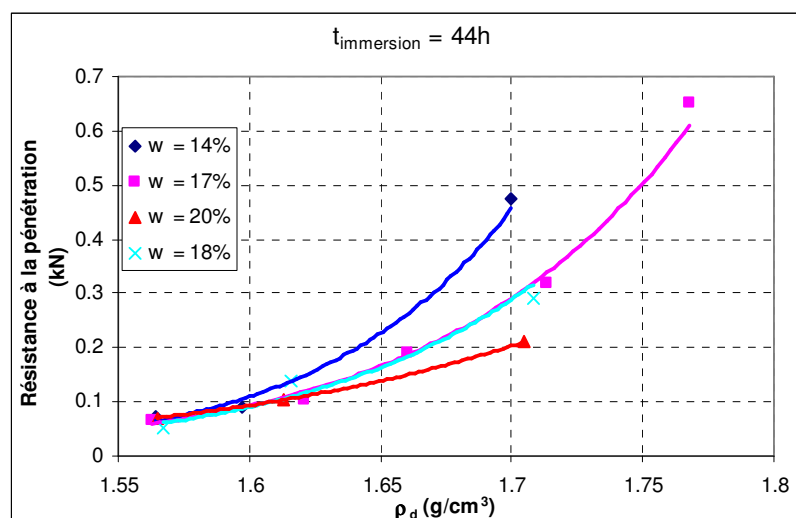


Figure 3.8d: Evolution de la résistance à la pénétration en fonction de la densité sèche initiale de l'échantillon pour différentes teneurs en eau

En fait, l'augmentation de la densité sèche conduit à l'augmentation de la contrainte normale ( $\sigma_n$ ) donc, selon Fredlund et al. (1978), la résistance au cisaillement déterminée par l'équation  $\tau = c' + (\sigma_n - u_w) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b$  augmente avec la contrainte normale. Dans cette expression,  $\tau$  représente la résistance au cisaillement,  $c'$ , la cohésion effective,  $\sigma_n$ , la contrainte normale,  $\phi'$ , l'angle de friction interne,  $u_a$ , la pression d'air dans les pores,  $u_w$ , la pression d'eau dans les pores,  $\phi^b$ , l'angle indiquant le taux d'augmentation de la résistance au cisaillement avec la succion). Cela est confirmé par Weaich et al. (1992), Taibi (1994), Nishimura (2000), Mohamed et al. (2006).

D'après les résultats obtenus, nous concluons que la résistance à la pénétration augmente avec la densité sèche, ce qui est en accord avec les conclusions des travaux de Mirreh et Ketcheson (1972), Bennie et Burger (1988), Weaich et al. (1992), Panayiotopoulos et al. (1994), Vaz et al. (2011).

### 3.2.2. Influence de la teneur en eau

Nous avons effectué des essais pour étudier l'influence de la teneur en eau sur la résistance à la pénétration du sol. Nous observons sur les figures 3.9a, b, c et 3.10a, b, c, d, que la résistance à la pénétration diminue avec l'augmentation de la teneur en eau initiale du sol. La teneur en eau initiale influe nettement sur la résistance à la pénétration lorsque le temps d'immersion préalable est court ou lorsque la densité sèche initiale est élevée. On constate que, si la densité sèche est faible, la teneur en eau ne joue pas un rôle significatif lorsque le temps d'immersion dépasse quelques heures (5h20' comme dans notre travail). En revanche, pour le sol dense (à l'OPN) la teneur en eau joue un rôle considérable, même si le temps d'immersion est long. Ceci signifie que l'effet de la teneur en eau est de plus en plus faible lorsque le temps d'immersion préalable augmente.

Nous observons sur les figures 3.9a, b et 3.10c, d (dans le cas où le sol est lâche) que, lorsque le temps d'immersion préalable est long (plus de 20h), la résistance à la pénétration ne varie presque pas avec la teneur en eau initiale, autrement dit, l'influence de la teneur en

eau est négligeable. On constate que, même si la densité sèche est forte (figure 3.9c) ou si le temps d'immersion préalable est de 5 h pour le sol lâche, l'influence de la teneur en eau initiale n'est pas considérable.

Nous pensons que l'augmentation de la teneur en eau initiale conduit à une diminution de la succion (Cokca et al., 2003 ; Fleureau et al., 2011c) qui diminue la résistance à la pénétration du sol. Ces résultats sont en accord avec ceux de Fredlund et al. (1978), Nishimura et Fredlund (2000).

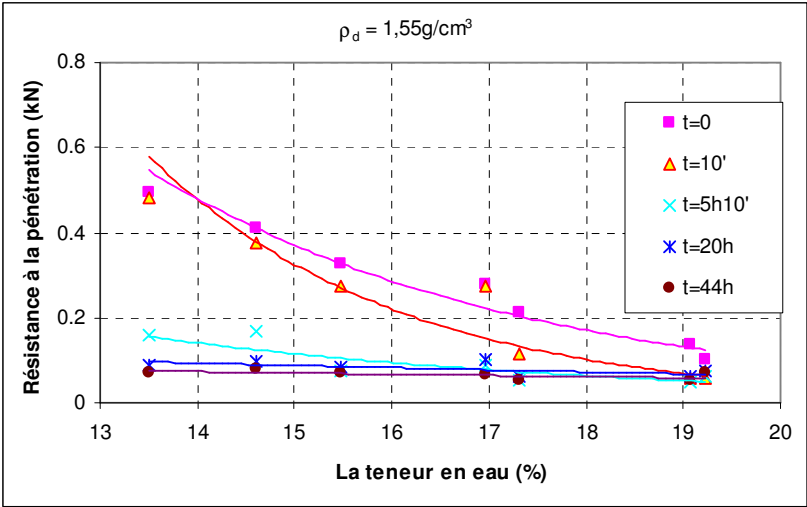


Figure 3.9a: Evolution de la résistance à la pénétration avec la teneur en eau de l'échantillon pour différents temps d'immersion préalable

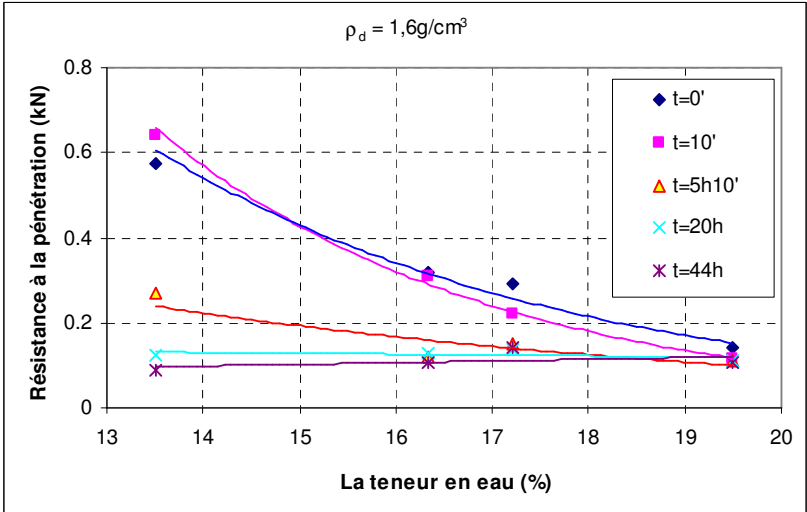


Figure 3.9b: Evolution de la résistance à la pénétration avec la teneur en eau de l'échantillon pour différents temps d'immersion préalable

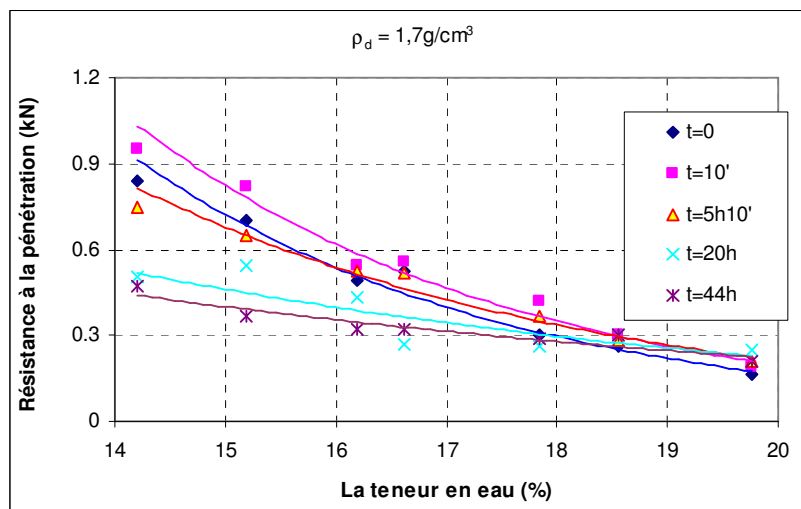


Figure 3.9c: Evolution de la résistance à la pénétration avec la teneur en eau de l'échantillon pour différents temps d'immersion préalable

Les résultats obtenus sont en accord avec les conclusion des travaux de Bennie et Burger (1988), Vaz (2003), Vaz et al. (2011).

Une tendance similaire est constatée lorsque l'on trace les relations entre la résistance à la pénétration et le degré de saturation initial. Sur la figure 3.9d, nous voyons que la résistance à la pénétration diminue lorsque le degré de saturation augmente, quelle que soit la densité sèche, ce qui est en accord avec les conclusions du travail de Weaich et al. (1992). Nous trouvons que, plus la densité sèche est forte, plus l'influence du degré de saturation est nette.

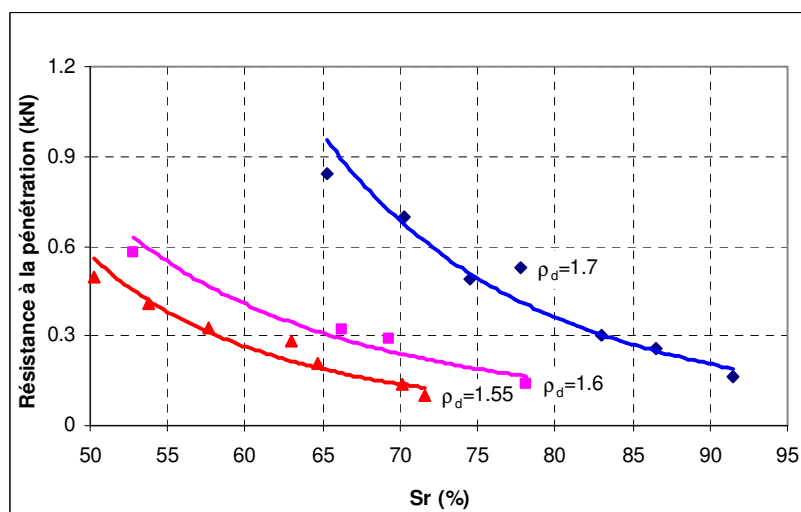


Figure 3.9d: Evolution de la résistance à la pénétration en fonction du degré de saturation de l'échantillon pour différentes densités sèches

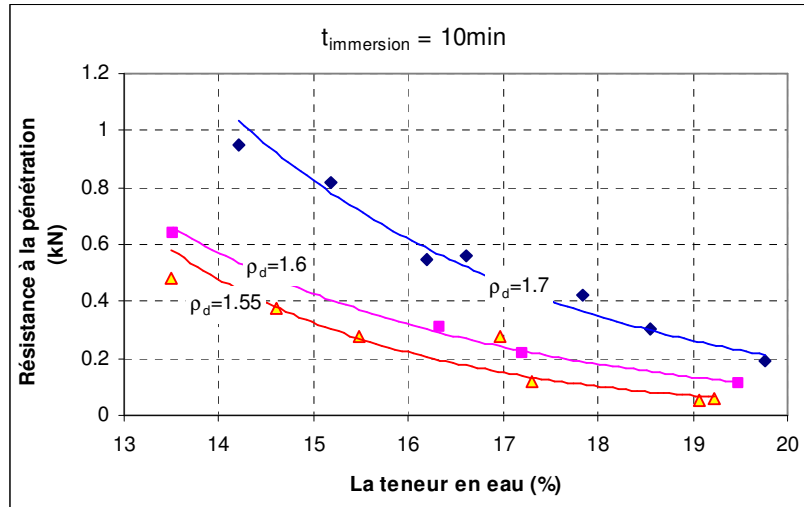


Figure 3.10a: Evolution de la résistance à la pénétration avec la teneur en eau initiale de l'échantillon pour différentes masses volumiques sèches

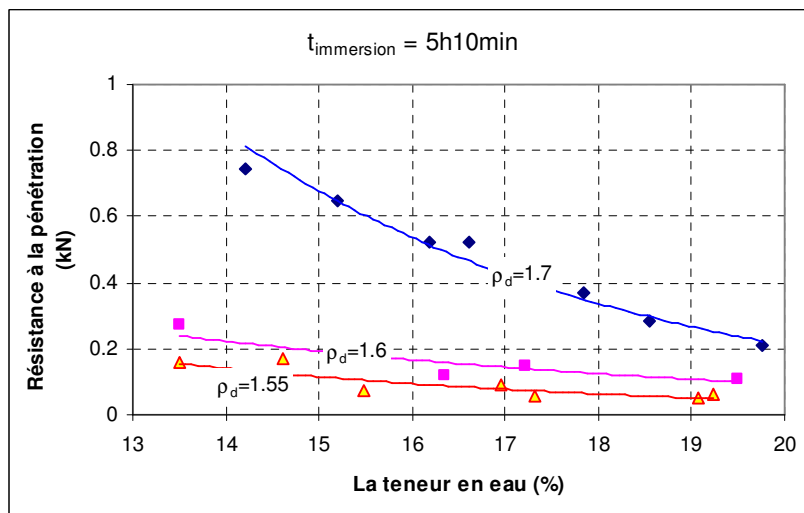


Figure 3.10b: Evolution de la résistance à la pénétration avec la teneur en eau initiale de l'échantillon pour différentes masses volumiques sèches

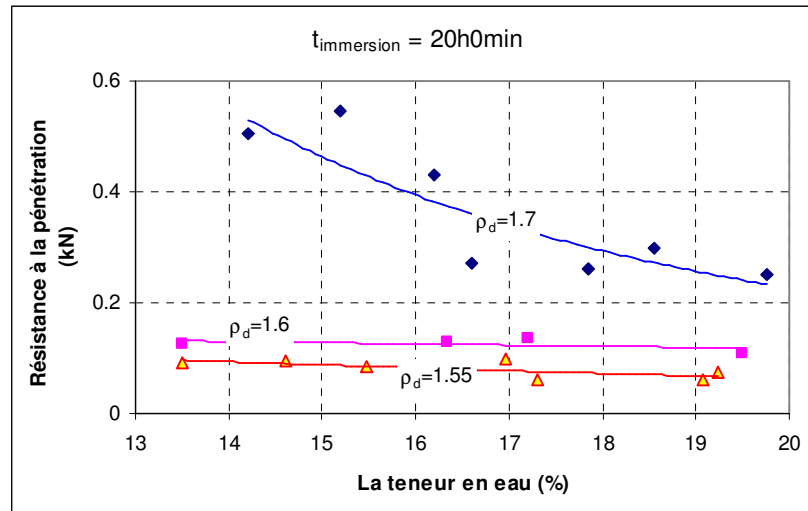


Figure 3.10c: Evolution de la résistance à la pénétration avec la teneur en eau initiale de l'échantillon pour différentes masses volumiques sèches

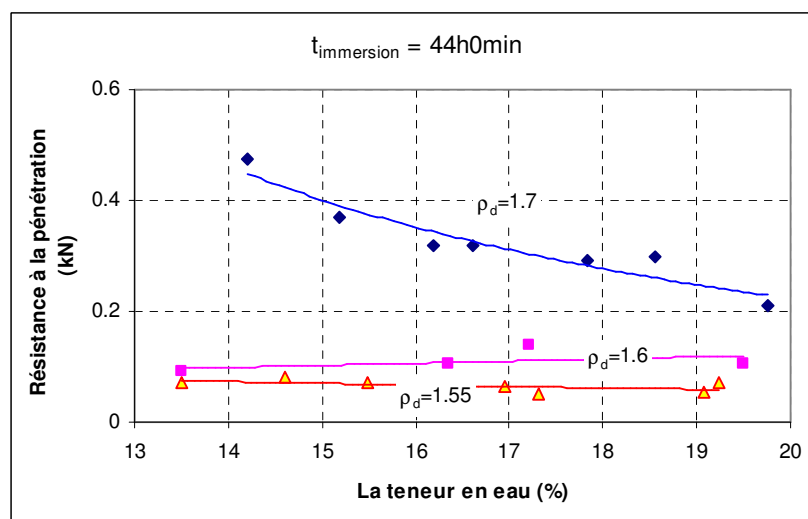


Figure 3.10d: Evolution de la résistance à la pénétration avec la teneur en eau initiale de l'échantillon pour différentes masses volumiques sèches

Sur la figure 3.10d pour la densité de 1.6, nous trouvons que la résistance semble augmenter avec la teneur en eau, ce qui est contraire à la logique. Cela vient probablement de la première valeur aberrante pour la très faible teneur en eau. Dans ce cas, il est très difficile de réaliser un bon compactage et la mesure a certainement été faite dans une zone où la densité de l'échantillon était plus faible que prévu.

### 3.2.3 Influence du temps d'immersion préalable ( $t_{immersion}$ )

Afin d'étudier l'influence de la pénétration de l'eau dans l'échantillon, nous avons effectué des essais sous une charge hydraulique statique de 10 cm. Les résultats obtenus sont présentés sur les figures 3.11a, b et 3.12a, b, c, d. Nous constatons sur ces figures que l'influence du temps d'immersion préalable est négligeable si la teneur en eau du sol est supérieure à  $w_{OPN}$  (19% et 20% dans notre travail >  $w_{OPN} \approx 17\%$ ). Dans le cas où la teneur en eau du sol est inférieure à l'optimale ou approximativement égale à celle-ci, la résistance à la pénétration diminue rapidement avec l'augmentation du temps d'immersion préalable lorsque celui-ci est inférieur à 500 minutes (et surtout inférieur à 200 minutes). Nous constatons que, plus la teneur en eau initiale est faible, plus l'influence du temps d'immersion préalable est nette.

Pour expliquer cette influence, nous pensons que la diminution de la résistance à la pénétration quand le temps d'immersion préalable augmente est causée par la pénétration de l'eau dans l'échantillon qui diminue la succion du sol. A partir des résultats présentés sur les figures 3.4d, e, f et 3.5f, en utilisant les résultats de la succion dans le travail de Souli et al., 2011 (cité par Fleureau et al., 2011), nous pouvons en déduire des valeurs de la succion correspondant à l'évolution de la teneur en eau en fonction du temps d'immersion préalable (figures 3.13a, b, c, d). Nous constatons sur les figures 3.13a, b, c, d que l'augmentation rapide de la teneur en eau avec  $t_{immersion}$  entraîne la diminution rapide de la succion avec le temps d'immersion lorsque celui-ci est inférieur à 500 minutes. Ces résultats sont en accord avec la diminution de la résistance à la pénétration en fonction du temps d'immersion préalable.

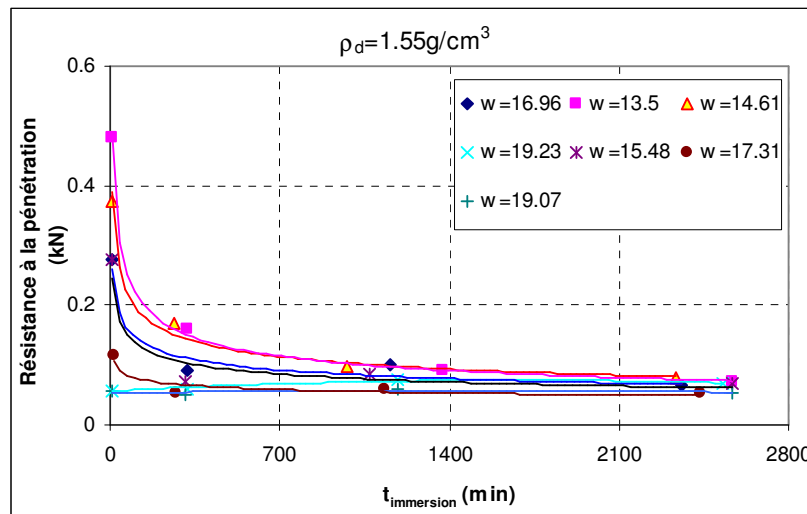


Figure 3.11a: Evolution de la résistance à la pénétration en fonction du temps d'immersion préalable de l'échantillon pour différentes teneurs en eau initiales

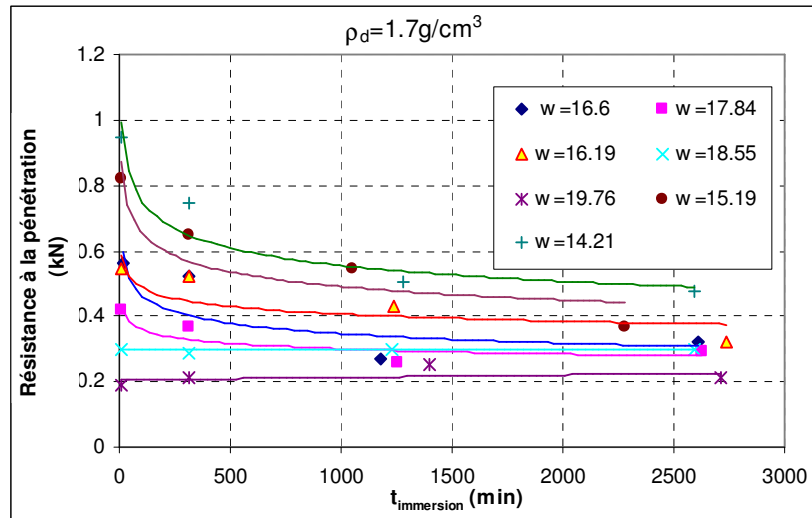


Figure 3.11b: Evolution de la résistance à la pénétration en fonction du temps d'immersion préalable de l'échantillon pour différentes teneurs en eau initiales

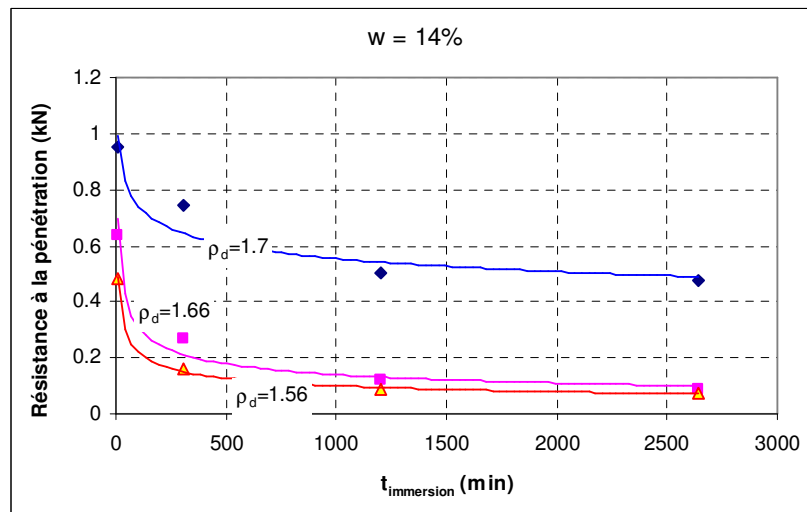


Figure 3.12a: Evolution de la résistance à la pénétration en fonction du temps d'immersion préalable de l'échantillon pour différentes densités sèches



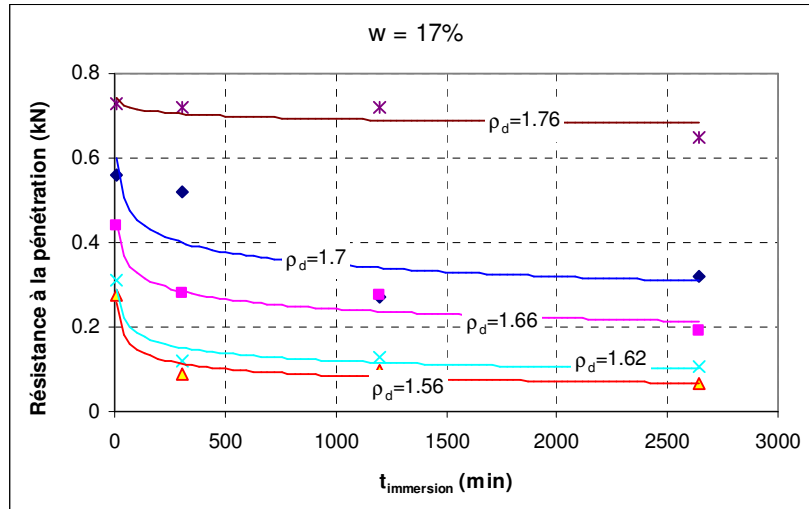


Figure 3.12b: Evolution de la résistance à la pénétration en fonction du temps d'immersion préalable de l'échantillon pour différentes densités sèches

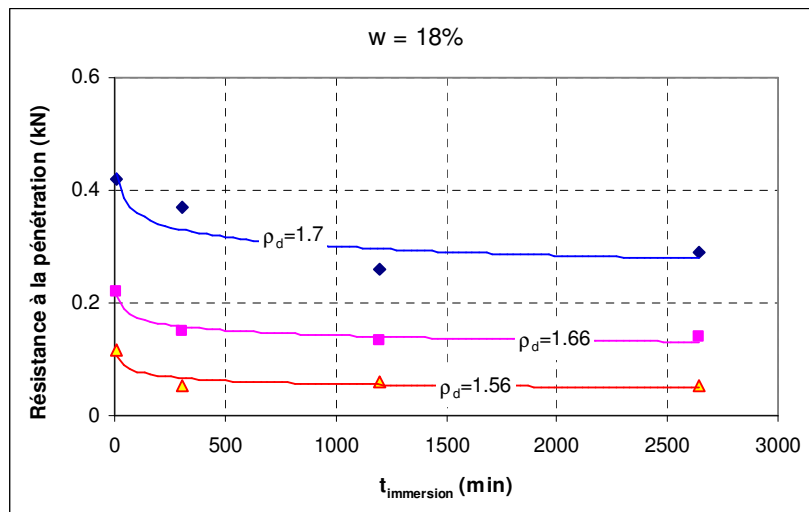


Figure 3.12c: Evolution de la résistance à la pénétration en fonction du temps d'immersion préalable de l'échantillon pour différentes densités sèches

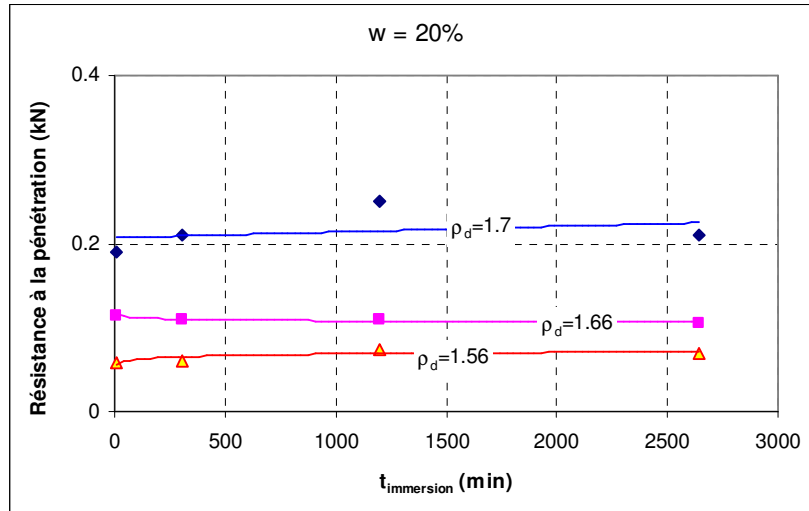


Figure 3.12d: Evolution de la résistance à la pénétration en fonction du temps d'immersion préalable de l'échantillon pour différentes densités sèches

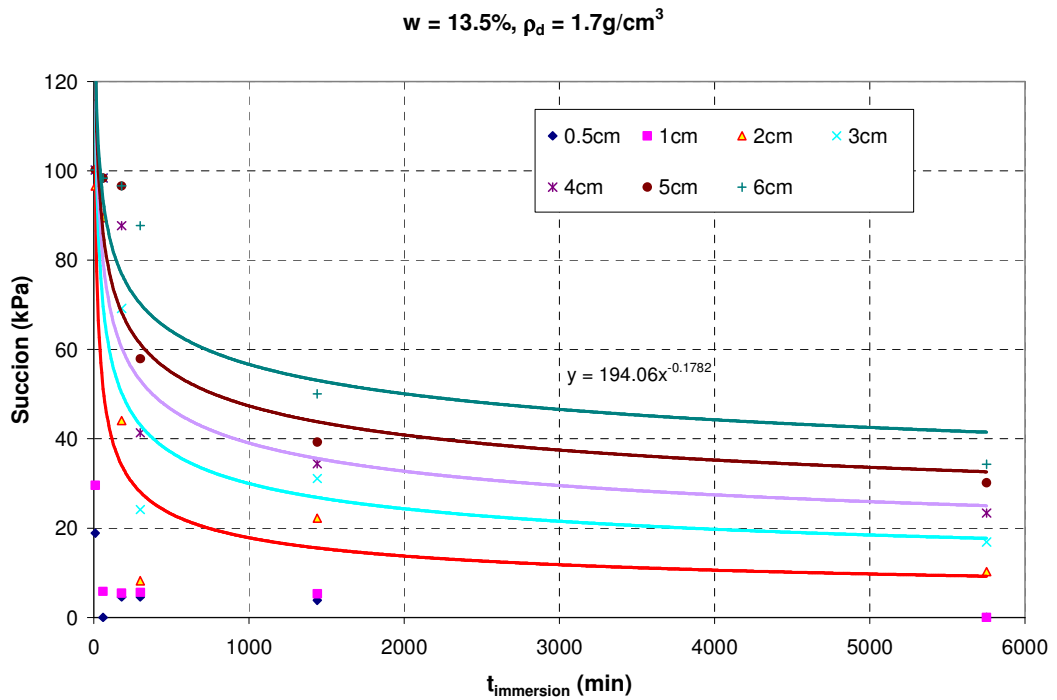


Figure 3.13a: Evolution de la succion en fonction du temps d'immersion préalable pour différentes profondeurs dans l'échantillon

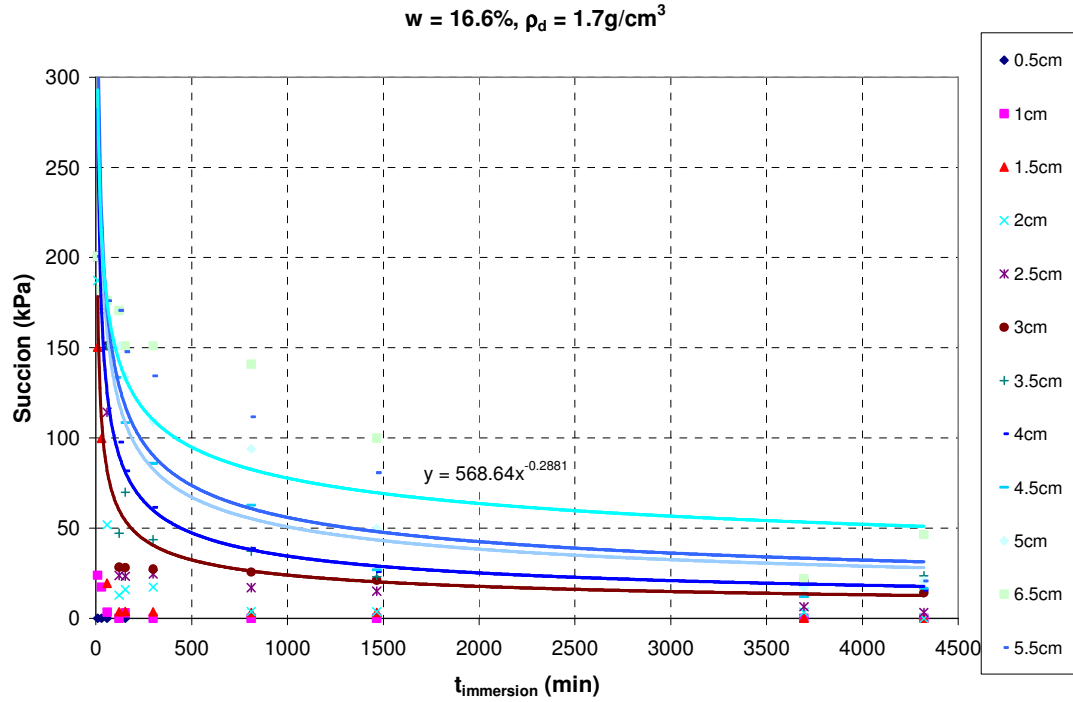


Figure 3.13b: Evolution de la succion en fonction du temps d'immersion préalable pour différentes profondeurs dans l'échantillon

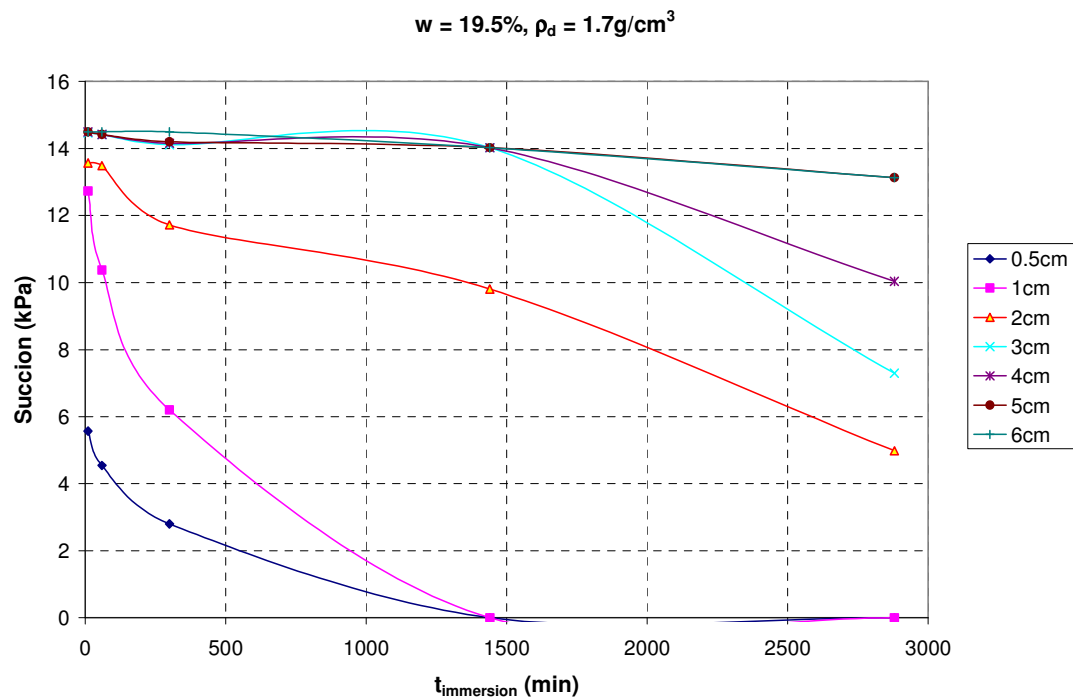


Figure 3.13c: Evolution de la succion en fonction du temps d'immersion préalable pour différentes profondeurs dans l'échantillon

$$w = 17\%, \rho_d = 1.55\text{g/cm}^3$$

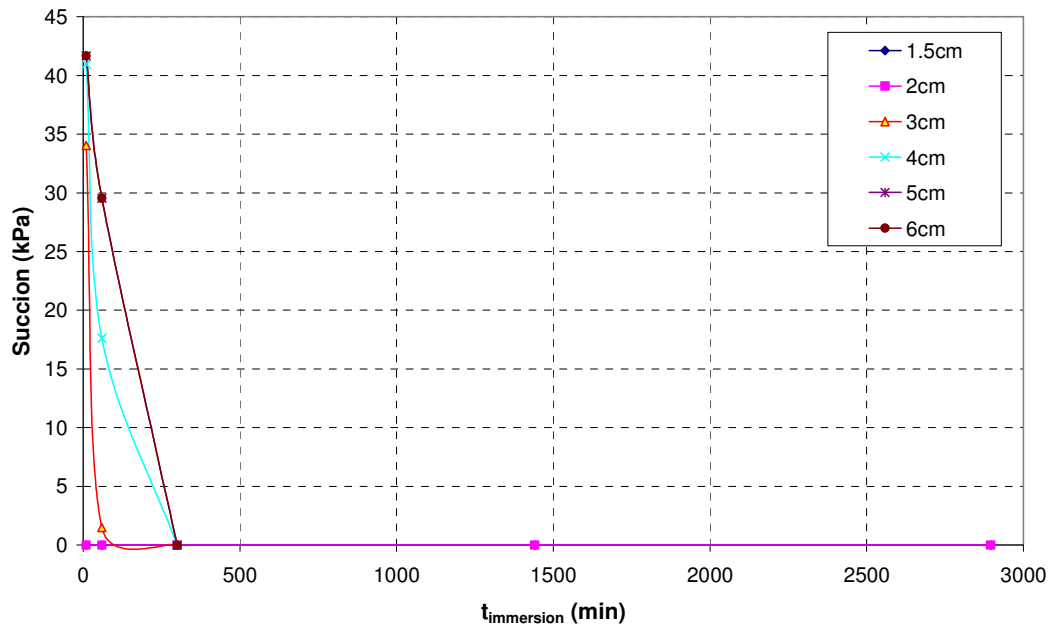


Figure 3.13d: Evolution de la succion en fonction du temps d'immersion préalable pour différentes profondeurs dans l'échantillon

#### 4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons effectué des essais d'infiltration et des essais de pénétration d'eau afin d'utiliser ces résultats pour comprendre les résultats des essais pénétrométriques réalisés ensuite. Dans notre travail, les essais de pénétration sont réalisés en complément des essais d'infiltration pour mesurer l'évolution de la teneur en eau du sol avec la profondeur dans l'échantillon. Les résultats des essais de pénétration et des essais de pénétromètre sont effectués en faisant varier la densité sèche, la teneur en eau et le temps d'immersion préalable.

D'après les résultats obtenus, nous pouvons conclure que:

- L'imbibition de l'échantillon par l'eau entraîne une diminution de la succion, mais l'effet de diminution de la succion est de plus en plus faible au fil du temps d'immersion.
- La résistance à la pénétration augmente avec l'augmentation de la densité sèche.
- La résistance à la pénétration diminue avec la teneur en eau mais l'effet de la teneur en eau dépend du temps d'immersion préalable et de la densité sèche. Dans le cas d'une faible densité sèche et d'un temps d'immersion long, l'influence de la teneur en eau n'est pas significative.
- Le temps d'immersion préalable conduit à une diminution de la résistance au cisaillement, mais il joue un rôle peu important pour le sol ayant une teneur en eau très élevée (supérieure à la teneur en eau de l'OPN) ou une densité sèche faible.



## Chapitre 4

# Influence des propriétés géotechniques sur les paramètres d'érosion

### 1. Introduction

Les paramètres d'érosion dépendent des propriétés du sol telles que : le pourcentage d'argile et sa minéralogie, le type de sol, la densité sèche, la teneur en eau, les propriétés de l'eau en écoulement et de l'eau dans les pores.

De nombreux travaux ont mis en évidence l'augmentation de la résistance à l'érosion et de la contrainte de cisaillement critique du sol avec le pourcentage d'argile ou l'indice de plasticité car l'indice de plasticité augmente avec le pourcentage d'argile et est fonction de la minéralogie de l'argile (Smerdon et Beasley, 1961; Gibbs, 1962; Lyle et Smerdon, 1965; Grissinger, 1966; Christensen et Das, 1973 ; Kuti et Yen, 1976; Kamphuis et Hall, 1983; Shaikh et al., 1988a; Torft et al., 1994; Mitchener et Torfs, 1996; Bradford et Blanchar, 1999; Bendahmane, 2005, 2008; Wan et Fell, 2002, 2004; Julian et Torres, 2005; Lim, 2006; Ansati et al., 2007 ; Pham, 2008). Ces travaux ont montré que l'augmentation du pourcentage d'argile ou l'augmentation de l'indice de plasticité fait croître les forces entre les particules, ce qui augmente la résistance à l'érosion du sol.

La minéralogie de l'argile peut aussi influencer la résistance à l'érosion du sol, (Christensen et Das, 1973 ; Arulanandan et Perry, 1983). En outre, le type de sol influence aussi les paramètres d'érosion (Hanson et Hunt, 2006, 2007; Regazzoni, 2009). La minéralogie de l'argile et la caractérisation chimique de l'eau dans les pores influent aussi sur la dispersion du sol (Arulanandan et al., 1973, 1975 ; Winterwerp et Van Kesteren, 2004 ; Fell et al., 2005 ; Pham, 2008). Kamphuis (1990) a trouvé que le sol était plus érodé par l'eau contenant du sable que par l'eau pure.

Dans les travaux antérieurs, les chercheurs ont trouvé qu'il y avait une influence importante de la densité sèche sur l'érosion du sol et la contrainte de cisaillement critique (Kamphuis et Hall, 1983; Hénensal et Duchatel, 1990; Hanson et Robinson, 1993; Chebreyessus et al., 1994; Michener et Torfs, 1996; Wynn et Mostaghimi, 2006).

Gularte et al. (1979) ont montré que le taux d'érosion augmentait (la résistance à l'érosion diminuait) et que la contrainte de cisaillement diminuait quand la teneur en eau augmentait. Ceci correspond également aux conclusions de Sekine et Nishimori (2008). A l'inverse de cette conclusion, Christensen et Das (1973), Robinson et al (2002a), Lim (2006), Ansati et al (2007), Bendahmane et Bonelli (2012) ont observé que la résistance à l'érosion et la contrainte de cisaillement augmentaient avec la teneur en eau et que le coefficient d'érosion diminuait avec la teneur en eau.

Hanson et Robinson (1993) ont indiqué qu'à une teneur en eau donnée, la résistance à l'érosion augmente avec la densité sèche. Dans son travail, Le Bissonnais (1996) montre que l'augmentation de la teneur en eau fait diminuer l'érosion due au « *slaking* », mais fait augmenter l'entraînement fluvial. Ainsi, l'influence de la teneur en eau est complexe et il est nécessaire de l'étudier de façon plus approfondie.

Plus tard, de nombreux chercheurs ont étudié l'érosion de sols compactés en différents points de la courbe Proctor, à différentes énergies de compactage (Hanson et Hunt, 2006 ; Regazzoni 2009 ; Regazzoni et al., 2010). Ils ont remarqué que l'influence de la partie sèche était plus importante que l'influence de la partie humide.

Lim (2006), Wahl et al. (2008) ont montré que la structure du sol influençait significativement la résistance à l'érosion du sol. Par ailleurs, Hanson et Hunt (2007) ont montré que le type de sol donne la différente sensibilité à l'érosion car le type de sol influence la compacité du sol.

Hénensal et Duchatel (1990), Lim (2006), Hanson et Hunt (2007) ont montré l'influence de l'énergie de compactage sur les paramètres d'érosion : la résistance à l'érosion et la contrainte de cisaillement augmentent, et le coefficient d'érosion diminue lorsque l'énergie de compactage augmente.

Wan et Fell (2002, 2004, 2006), Lim (2006), Regazzoni (2009), Regazzoni et al. (2010) ont trouvé que la résistance à l'érosion du sol augmentait avec le degré de saturation.

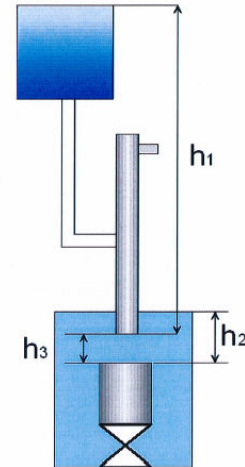
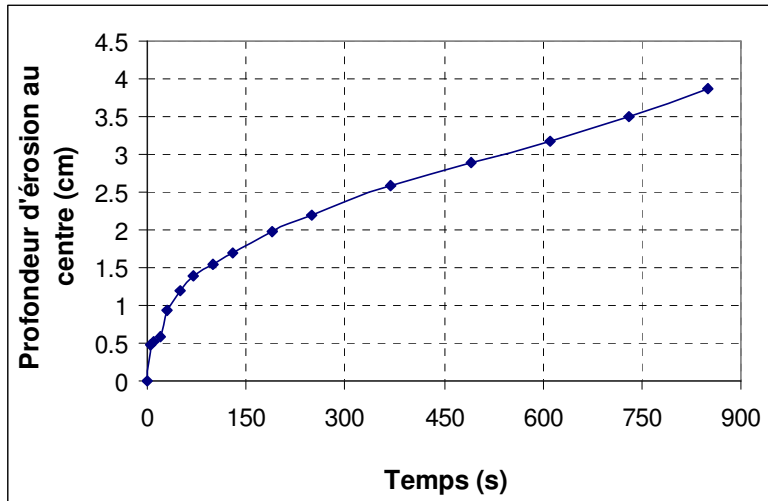
Lim (2006), Lim et Khalili (2009) ont montré que le mécanisme de désagrégation est fortement lié au degré de saturation.

Pour essayer de répondre aux questions non résolues par les travaux antérieurs, nous avons étudié l'influence de la densité sèche, de la teneur en eau et du degré de saturation sur l'érosion, en faisant varier ces paramètres dans une large gamme, le Limon de Camargue est utilisé dans ces essais. Les échantillons ont été compacté avec la presse hydraulique selon la procédure décrite au chapitre 2. La masse volumique sèche des échantillons varie de  $1,55 \text{ g/cm}^3$  à  $1,75 \text{ g/cm}^3$ , la teneur en eau, de 14 % à 20 %.

Dans ce chapitre, avant les essais de jet, tous les échantillons sont immergés dans l'eau pendant 10 minutes avant de les tester ( $t_{\text{immersion}} = 10$  minutes). Dans ces essais, la surface de l'échantillon soumise au jet est la surface inférieure et tous les paramètres d'essai sont similaires. Les paramètres hydrauliques sont les suivants :

- charge hydraulique appliquée  $h_1 \approx 130$  cm,
- profondeur d'immersion de l'échantillon  $h_2 \approx 10$  cm,
- distance entre l'orifice du jet et la surface de l'échantillon  $h_3 \approx 5$  cm.

Nous avons traité les données obtenues pour tracer les courbes d'érosion présentant l'évolution de la profondeur d'érosion au centre de l'échantillon en fonction du temps du jet et les profils d'érosion pour chaque temps de mesure (figures 4.1 et 4.2).



(a)

(b)

Figure 4.1: (a) Exemple d'une courbe d'érosion en fonction du temps de jet

( $w = 19.88\%$  ,  $\rho_d = 1.65\text{g/cm}^3$ )

(b) Schéma présentant les paramètres d'hydrauliques:  $h_1$ ,  $h_2$ ,  $h_3$

( $h_1$  : charge hydraulique appliquée ;  $h_2$  : profondeur d'immersion de sol ;  $h_3$  : distance entre l'orifice du jet et la surface de l'échantillon de sol)



Figure 4.2a: Photo du cône d'érosion à la fin du jet



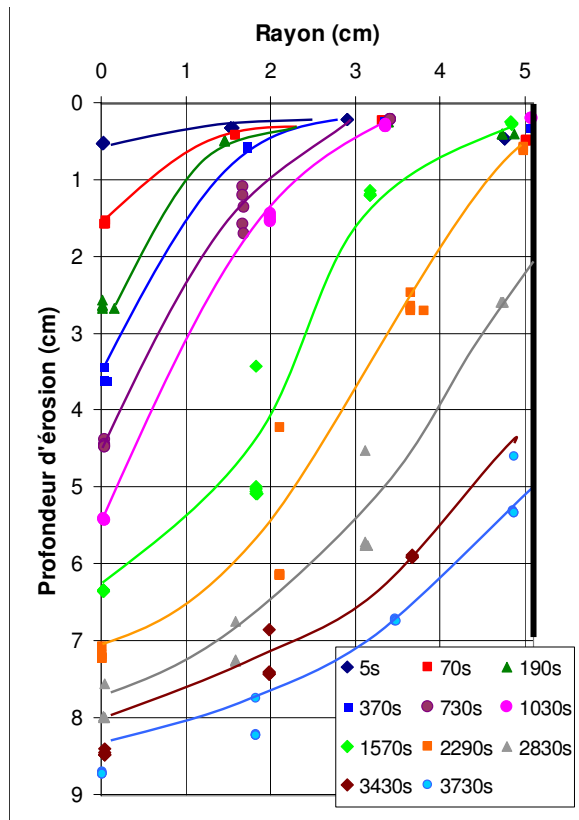


Figure 4.2b: Exemple des profils d'érosion correspondant aux différents temps de mesure

Les paramètres peuvent être déterminés en utilisant les charges hydrauliques ( $h_1$ ) théoriques (déduites de la hauteur du réservoir amont, c'est la différence entre le niveau d'eau entré et le niveau d'eau sorti) et réelles (déduites de la vitesse mesurée à l'orifice du jet, c'est la charge qui compte la perte hydraulique dans les tuyaux). Les résultats montrent que les coefficients d'érosion déterminés avec la charge hydraulique réelle sont supérieurs à ceux déterminés avec la charge théorique, tandis que la contrainte de cisaillement donne des résultats inverses. Toutefois, les valeurs des paramètres d'érosion ( $k_D$  et  $\tau_c$ ) déterminés dans les deux cas restent du même ordre de grandeur. Dans ce chapitre, pour étudier l'influence des paramètres géotechniques, nous avons calculé les paramètres d'érosion avec la charge réelle et avec la charge théorique.

L'ensemble des résultats obtenus est présenté dans le tableau 4.1 (pour la charge réelle seulement) et sur les figures 4.3 à 4.8 (pour les charges réelle et théorique).

Les paramètres d'érosion déduits des méthodes de Hanson et de GéophyConsult sont proches les uns les autres ; la contrainte de cisaillement et le coefficient d'érosion déduits de la méthode GéophyConsult sont légèrement supérieurs à ceux déduits de la méthode de Hanson.

L'évolution de l'érosion en fonction du temps est utilisée pour estimer les paramètres d'érosion (le coefficient d'érosion  $k_D$ , la contrainte de cisaillement critique  $\tau_c$  et la profondeur d'équilibre  $P_e$ ;  $P_e = J_e - J_i$ ) selon les méthodes de Hanson et GéophyConsult (présentées dans le chapitre 1) et selon la méthode proposée par l'auteur (appelée « méthode de N », présentée dans le chapitre 6).

Echantillon	Etat de Surface	w	$\rho_d$	$h_1$	$h_2$	$h_3$	t-immer	moule	h-éro(5s)	h-éro max	Remarque	Méthode de Hanson		Méthode de GéophyConsult	
												$k_D$ (cm <sup>3</sup> /N/s)	$\tau_c$ (Pa)	$k_D$ (cm <sup>3</sup> /N/s)	$\tau_c$ (Pa)
12.11.13.p1	inferieure	16.79	4.652	130.9	10	5	10	Proctor	0.72	5.89		5.59	11.92	5.78	12.11
12.11.13.p2	inferieure	16.79	4.699	129.2	10	5	10	Proctor	0.13	3.55		2.43	16.33	2.68	18.59
12.11.14.p1	inferieure	16.83	4.75	129.9	10	5	10	Proctor	0.34	2.52		4.61	20.65	4.71	22.13
12.11.14.p2	inferieure	16.98	1.55	129.9	10	5	10	Proctor	4.75	-	Erosion très rapide	22.85	2.39	26.68	3.69
12.11.14.p3	inferieure	16.66	4.609	129.9	10	5	10	Proctor	1.21	-	Erosion très rapide	12.31	2.85	12.82	2.82
12.11.15.a1	inferieure	17.49	4.657	129.9	10	5	10	Proctor	0.49	5.79		4.74	10.68	4.78	11.24
12.11.15.p1	inferieure	17.48	4.706	129.9	10	5	10	Proctor	0.37	3.44		2.19	16.11	2.31	17.4
12.11.15.p2	inferieure	15.72	4.648	130.6	10	5	10	Proctor	0.8	7.5		5.91	4.77	6.29	6.01
12.11.15.p3	inferieure	15.50	4.704	129.9	10	5	10	Proctor	0.3	4.29		3.17	14.69	3.27	15.23
12.11.16.a1	inferieure	19.88	4.65	129.9	10	5	10	Proctor	0.47	4.36		2.51	12.64	2.56	12.93

12.11.16.p1	inferieure	19.71	4.7	130.6	10	5	10	Proctor	0.11	2.25		1.48	22.68	1.81	26.78
12.11.16.p2	inferieure	13.69	4.654	129.2	10	5	10	Proctor	0.73	7.83		10	7.63	10.27	7.93
12.11.16.p3	inferieure	13.53	4.704	129.9	10	5	10	Proctor	0.37	5.97		3.71	9.78	3.63	9.16
12.11.19.a1	inferieure	18.73	4.652	129.9	10	5	10	Proctor	0.29	3.7		2.85	16.7	3.12	18.25
12.11.19.p1	inferieure	18.74	4.701	129.9	10	5	10	Proctor	0.16	2.18		1.24	20.77	2.1	30.03
12.11.19.p2	inferieure	14.71	4.652	129.9	10	5	10	Proctor	0.64	6.69		5.05	5.14	4.64	6.28
12.11.19.p3	inferieure	14.71	4.701	128.4	10	5	10	Proctor	0.32	4.78		3.12	10.16	3.47	14.68
12.11.20.a1	inferieure	17.17	1.558	129.9	10	5	10	Proctor	1.25	-	Erosion très rapide	27.28	2.58	26.42	2.16
12.11.20.p1	inferieure	17.01	4.612	129.2	10	5	10	Proctor	1.26	-	Erosion très rapide	12.46	6.09	13.72	6.8
12.11.20.p2	inferieure	15.61	1.554	129.9	10	5	10	Proctor	1.48	-	Erosion très rapide	15.83	2.9	17.04	3.72
12.11.20.p3	inferieure	15.40	4.607	129.9	10	5	10	Proctor	0.95	-	Erosion très rapide	10.54	5.06	11.53	6.24
12.11.21.p1	inferieure	18.92	1.598	129.9	10	5	10	Proctor	1.48	-	Erosion très rapide	12.29	5.36	11.11	5.25
12.11.21.p2	inferieure	19.06	1.548	129.9	10	5	10	Proctor	2.42	-	Erosion très rapide	27.27	1.87	33.69	3.21

12.11.21.p3	inferieure	20.27	1.546	129.9	10	5	10	Proctor	2.63	-	Erosion très rapide	27.75	2.16	33.89	3.43
12.11.21.p4	inferieure	19.68	4.602	129.9	10	5	10	Proctor	2.14	-	Erosion très rapide	8.58	5.08	10.08	6.97
12.11.22.p1	inferieure	17.32	4.757	129.9	10	5	10	Proctor	0.18	2.06		1.28	23.49	1.57	27.37
12.11.23.a1	inferieure	15.63	4.752	129.9	10	5	10	Proctor	0.25	1.83		0.99	23.66	1.09	25.88
12.11.23.a2	inferieure	14.78	1.552	129.9	10	5	10	Proctor	1.42	9.89		14.03	5.44	14.02	5.42
12.11.23.p1	inferieure	14.87	4.601	130.6	10	5	10	Proctor	0.75	7.34		8.25	7.97	7.59	7.81
12.11.23.p2	inferieure	13.61	1.553	130.6	10	5	10	Proctor	1.41	9.85		16.74	5.73	17.67	6.22
12.11.23.p3	inferieure	13.61	4.604	129.9	10	5	10	Proctor	0.6	8.41		11.29	6.9	12.63	8.29
12.11.25.a1	inferieure	13.59	4.753	129.9	10	5	10	Proctor	0.23	2		1.03	20.3	1.14	22.8
12.11.26.a1	inferieure	14.62	4.754	129.9	10	5	10	Proctor	0.23	2.04		1.09	20.91	1.25	24.11
12.11.26.a2	inferieure	18.44	4.754	129.9	10	5	10	Proctor	0.18	2.15		1.17	21.05	1.33	24.33
12.11.26.p2	inferieure	19.40	4.738	129.9	10	5	10	Proctor	0.02	4.69		0.88	23.12	1.01	25.97

*Tableau 4.1: Essais effectués sur le limon de Camargue, le sol est compacté par la presse hydraulique, la charge hydraulique est la charge réelle*

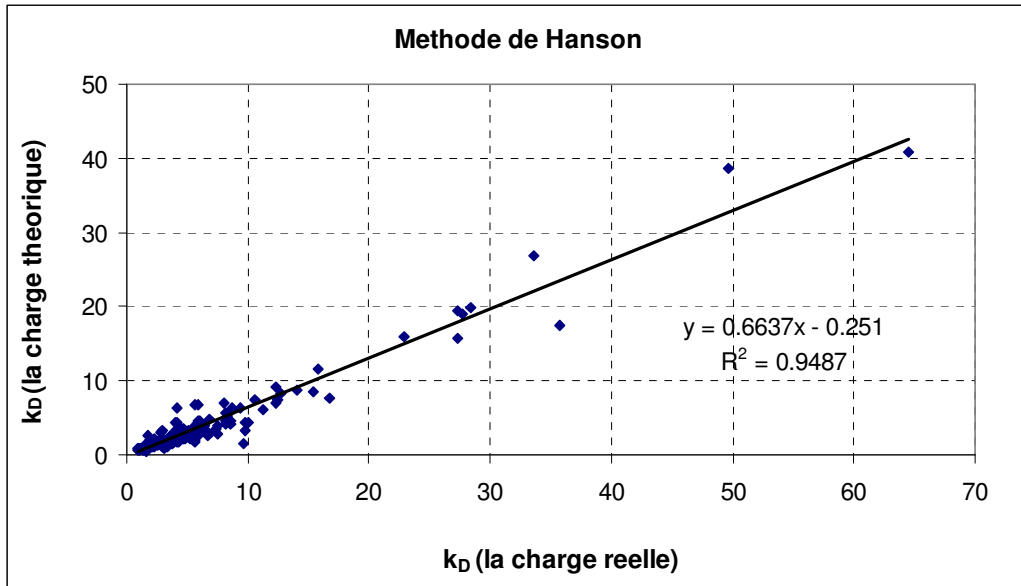


Figure 4.3: Relation entre le coefficient d'érosion déterminé par la méthode de Hanson avec la charge hydraulique réelle et la charge théorique

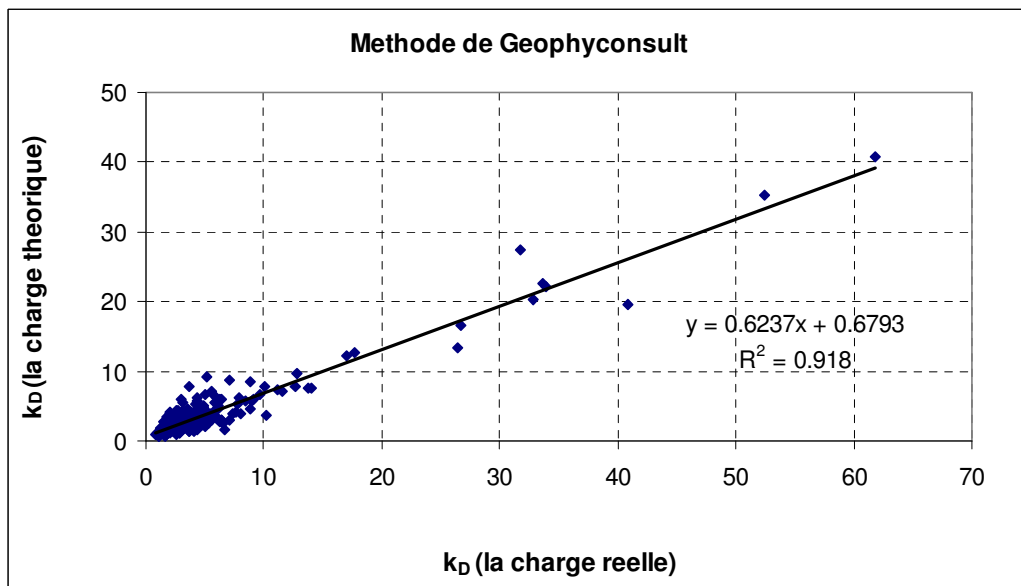


Figure 4.4: Relation entre le coefficient d'érosion déterminé par la méthode de GéophyConsult avec la charge hydraulique réelle et la charge théorique

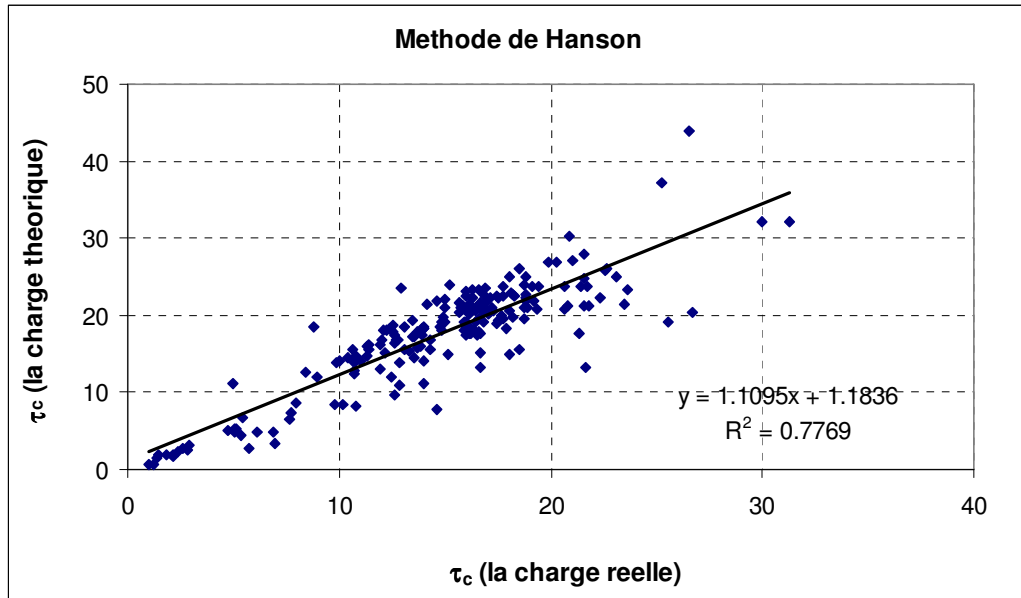


Figure 4.5: Relation entre la contrainte de cisaillement déterminée par la méthode de Hanson avec la charge hydraulique réelle et la charge théorique

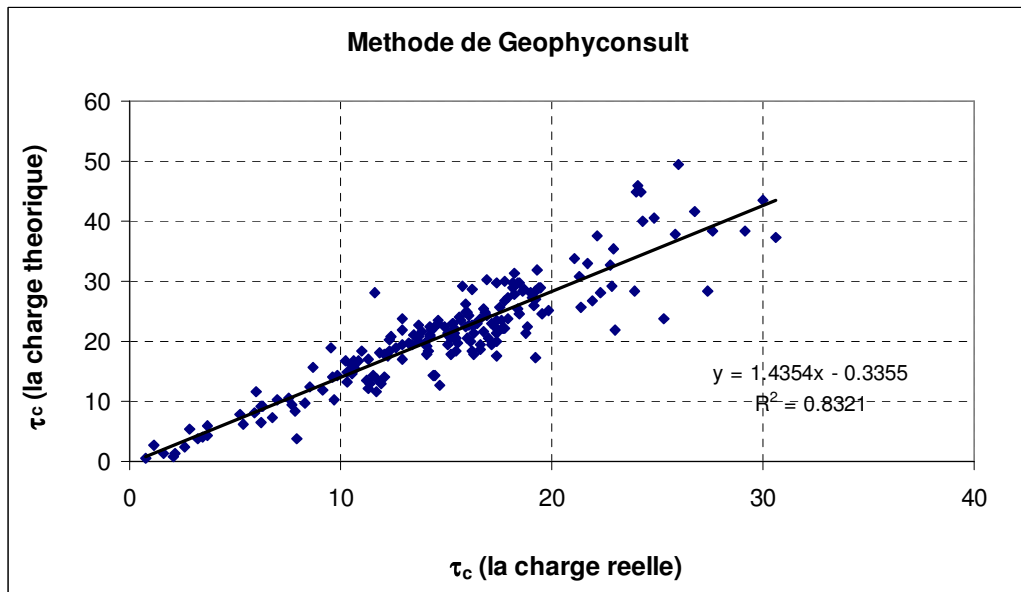


Figure 4.6: Relation entre la contrainte de cisaillement déterminée par la méthode de GéophyConsult avec la charge hydraulique réelle et la charge théorique

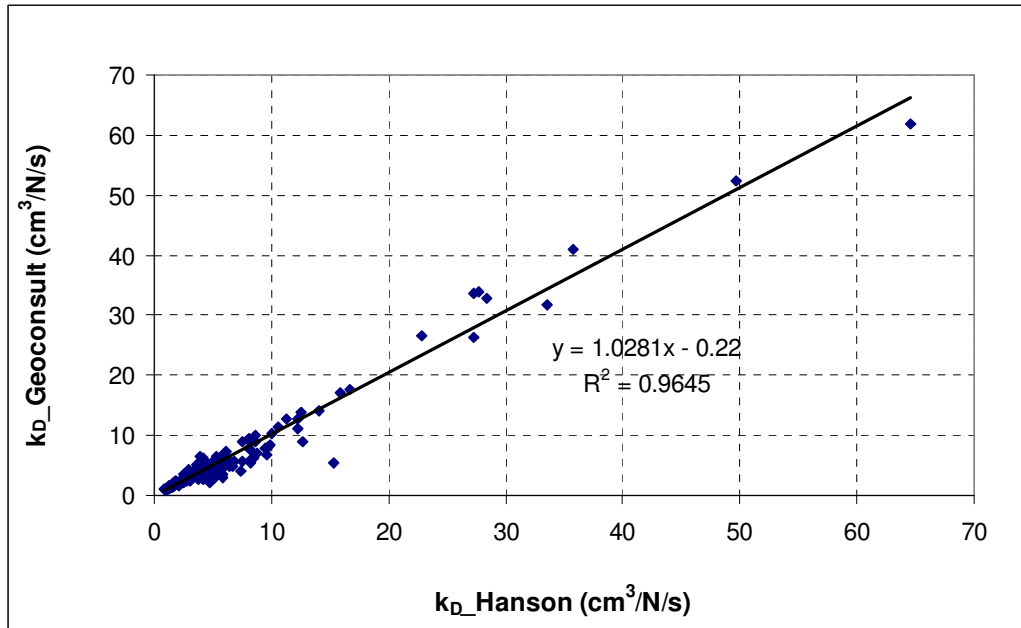


Figure 4.7: Coefficient d'érosion déterminé par les méthodes de Hanson et GéophyConsult

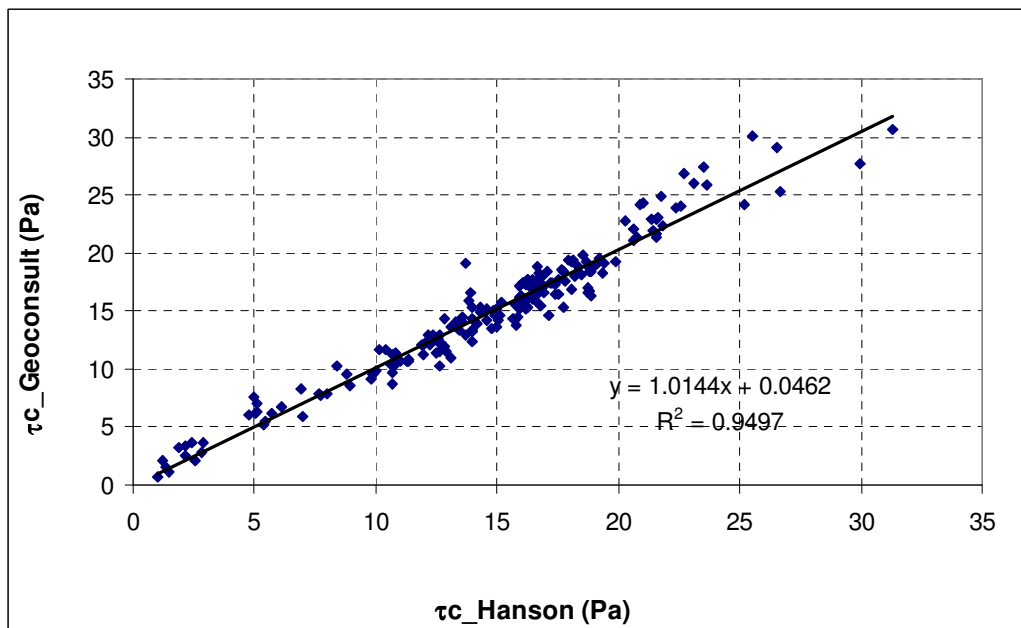


Figure 4.8: Contrainte de cisaillement déterminée par les méthodes de Hanson et GéophyConsult

## 2. Influence de la densité sèche et de la teneur en eau pour des points situés sur la courbe de compactage.

Les figures 4.9 à 4.11 présentent les variations de la densité sèche, du coefficient d'érosion, de la contrainte de cisaillement et de la profondeur d'équilibre en fonction de la teneur en eau correspondant à l'énergie de compactage pour 25 coups. Nous constatons que:

- Du côté sec, le coefficient d'érosion et la profondeur d'équilibre diminuent lorsque la teneur en eau augmente tandis que la contrainte de cisaillement augmente avec la teneur en eau. Du côté sec, l'eau a pour effet de lubrifier les grains.

- Du côté humide, le coefficient d'érosion et la profondeur d'équilibre augmentent avec la teneur en eau alors que la contrainte de cisaillement diminue lorsque la teneur en eau augmente. Notons que ces résultats sont en accord avec les conclusions des travaux de Hanson et al (2006, 2007) et Regazzoni (2009).

- A la même densité sèche, nous trouvons que le sol du côté humide est plus résistant à l'érosion que celui du côté sec car le sol ne possède pas la même texture des côtés sec et humide (Lambe, 1958). Le sol compacté du côté sec a une texture plus flocculée tandis que le sol compacté du côté humide a une texture dispersée et les particules s'arrangent perpendiculairement à la direction du chargement ; or, le sol flocculé se désagrège plus facilement que le sol dispersé quand le sol est immergé dans l'eau (Shresta et Arulanandan, 1988).

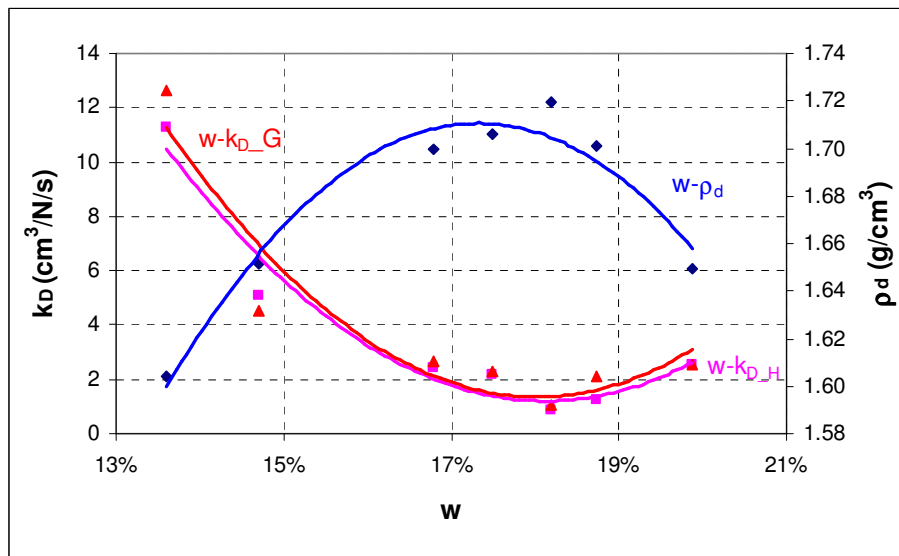


Figure 4.9 : Coefficient d'érosion en fonction de la teneur en eau pour la courbe de compactage correspondant à 25 coups



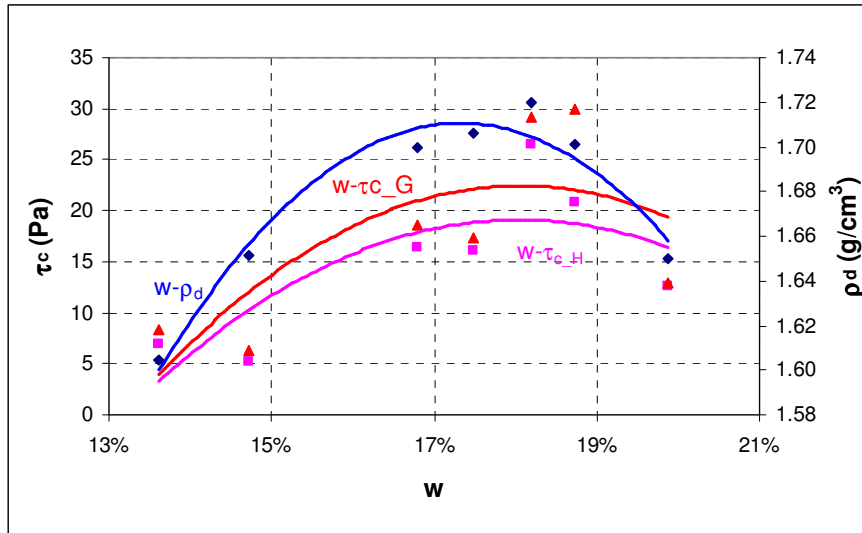


Figure 4.10: Contrainte de cisaillement critique en fonction de la teneur en eau pour la courbe de compactage correspondant à 25coups

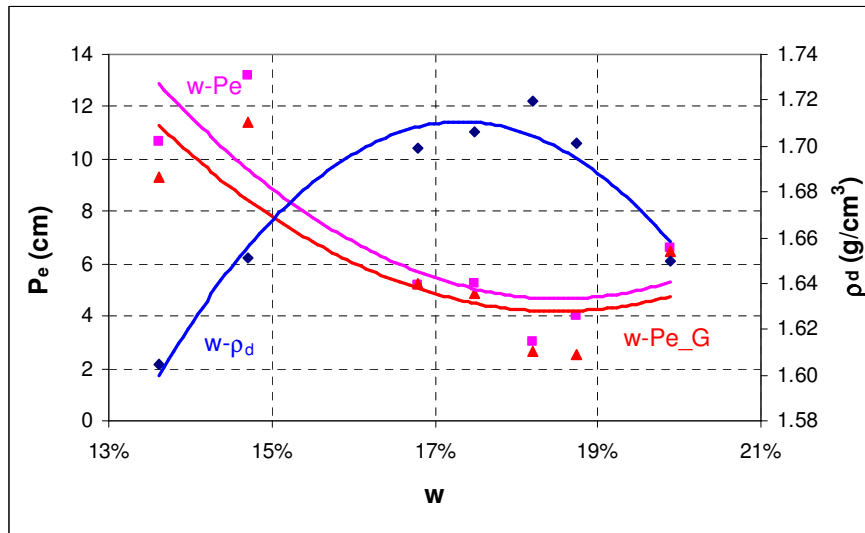


Figure 4.11: Profondeur d'érosion d'équilibre en fonction de la teneur en eau pour la courbe de compactage correspondant à 25coups

### 3. Influence de la densité sèche de compactage à teneur en eau constante

Dans les résultats précédents, nous avons trouvé que l'érosion n'évolue pas de manière unique avec la densité sèche, ce qui nous a conduit à changer le protocole de test. Dans le premier protocole, les points étudiés étaient ceux de la courbe de compactage. Dans le nouveau protocole, nous avons maintenue constante la teneur en eau pour étudier l'influence de la densité sèche initiale, puis nous avons maintenue constante la densité sèche afin d'étudier l'influence de la teneur en eau initiale ainsi que du degré de saturation initial sur les paramètres d'érosion du sol. Tous les échantillons sont initialement non saturés.

Sur les figures 4.12 et 4.13, et les tableaux 4.2, 4.3 et 4.4, on constate que la contrainte de cisaillement augmente avec la densité sèche et le coefficient d'érosion diminue lorsque la densité sèche augmente. On constate aussi que la corrélation entre la densité sèche, le coefficient d'érosion d'une part, la densité sèche et la contrainte de cisaillement critique d'autre part, sont des fonctions exponentielles.

$w/\rho_d$	~1.55 g/cm <sup>3</sup>	~1.6 g/cm <sup>3</sup>	~1.65 g/cm <sup>3</sup>	~1.7 g/cm <sup>3</sup>	~1.75 g/cm <sup>3</sup>
~14%	16.74	11.29	10.00	3.71	1.03
~15%	14.03	8.25	5.05	3.12	1.09
~16%	15.83	10.54	5.91	3.17	0.99
~17%	22.85	12.31	5.59	2.43	1.61
~18%	27.28	12.46	4.74	2.19	1.28
~19%	27.27	12.29	2.85	1.24	1.17
~20%	27.75	8.58	2.51	1.48	0.88

Tableau 4.2a: Coefficient d'érosion ( $k_D$ , cm<sup>3</sup>/N/s) déduit de la méthode de Hanson

$w/\rho_d$	~1.55 g/cm <sup>3</sup>	~1.6 g/cm <sup>3</sup>	~1.65 g/cm <sup>3</sup>	~1.7 g/cm <sup>3</sup>	~1.75 g/cm <sup>3</sup>
~14%	17.67	12.63	10.27	3.63	1.14
~15%	14.02	7.59	4.54	3.47	1.25
~16%	17.04	11.53	6.29	3.27	1.09
~17%	26.68	12.82	5.78	2.63	1.71
~18%	26.42	13.72	4.68	2.31	1.57
~19%	33.69	11.11	3.12	2.10	1.33
~20%	33.89	10.08	2.56	1.81	1.01

Tableau 4.2b: Coefficient d'érosion ( $k_D$ , cm<sup>3</sup>/N/s) déduit de la méthode de Géophysconsult

$w/\rho_d$	~1.55 g/cm <sup>3</sup>	~1.6 g/cm <sup>3</sup>	~1.65 g/cm <sup>3</sup>	~1.7 g/cm <sup>3</sup>	~1.75 g/cm <sup>3</sup>
~14%	5.73	6.90	7.63	9.78	20.30
~15%	5.44	7.97	5.14	10.16	20.91
~16%	2.90	5.06	4.77	14.59	23.66
~17%	2.39	2.85	11.92	16.33	20.65
~18%	2.58	6.09	10.68	16.11	23.49
~19%	1.87	5.36	16.70	20.77	21.05
~20%	2.16	5.08	12.64	22.68	23.12

Tableau 4.3a: Contrainte de cisaillement critique ( $\tau_c$ , Pa) déduite de la méthode de Hanson

$w/\rho_d$	~1.55 g/cm <sup>3</sup>	~1.6 g/cm <sup>3</sup>	~1.65 g/cm <sup>3</sup>	~1.7 g/cm <sup>3</sup>	~1.75 g/cm <sup>3</sup>
~14%	6.22	8.29	7.93	9.16	22.80
~15%	5.42	7.81	6.28	11.68	24.11
~16%	3.72	6.24	6.01	15.23	25.88
~17%	3.69	2.82	12.11	16.16	22.13
~18%	2.16	6.80	11.24	17.40	27.37
~19%	3.21	5.25	18.25	30.03	24.33
~20%	3.43	6.97	12.93	26.78	25.97

Tableau 4.3b: Contrainte de cisaillement critique ( $\tau_c$ , Pa) déduite de la méthode de Géophyconsult

$w/\rho_d$	~1.55 g/cm <sup>3</sup>	~1.6 g/cm <sup>3</sup>	~1.65 g/cm <sup>3</sup>	~1.7 g/cm <sup>3</sup>	~1.75 g/cm <sup>3</sup>
~14%	12.26	10.68	9.87	8.17	4.14
~15%	12.66	9.63	13.17	7.85	4.01
~16%	19.18	13.30	13.92	5.78	3.47
~17%	21.63	19.39	6.98	5.16	4.06
~18%	20.62	11.65	7.60	5.26	3.50
~19%	25.12	12.78	5.08	4.04	3.98
~20%	22.99	13.28	6.59	3.67	3.57

Tableau 4.4a: Profondeur d'équilibre ( $P_e$ , cm) déduite de la méthode de Hanson

$w/r_d$	~1.55 g/cm <sup>3</sup>	~1.6 g/cm <sup>3</sup>	~1.65 g/cm <sup>3</sup>	~1.7 g/cm <sup>3</sup>	~1.75 g/cm <sup>3</sup>
~14%	11.56	9.31	9.58	8.61	3.63
~15%	12.69	9.78	11.43	6.98	3.39
~16%	16.37	11.49	11.85	5.55	3.10
~17%	16.43	19.53	6.88	5.22	3.76
~18%	23.00	10.76	7.29	4.87	2.87
~19%	17.99	12.97	4.64	2.52	3.35
~20%	17.25	10.61	6.45	2.98	3.08

Tableau 4.4b: Profondeur d'équilibre ( $P_e$ , cm) déduite de la méthode de Géophyconsult

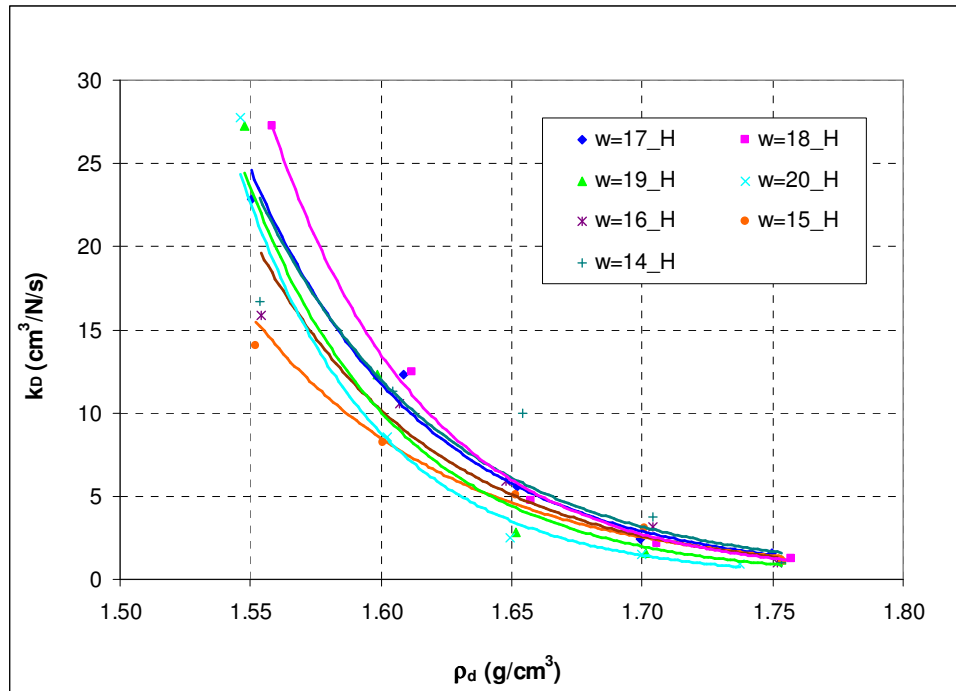


Figure 4.12a: Coefficient d'érosion en fonction de la densité sèche déterminé par la méthode de Hanson pour différentes teneur en eau

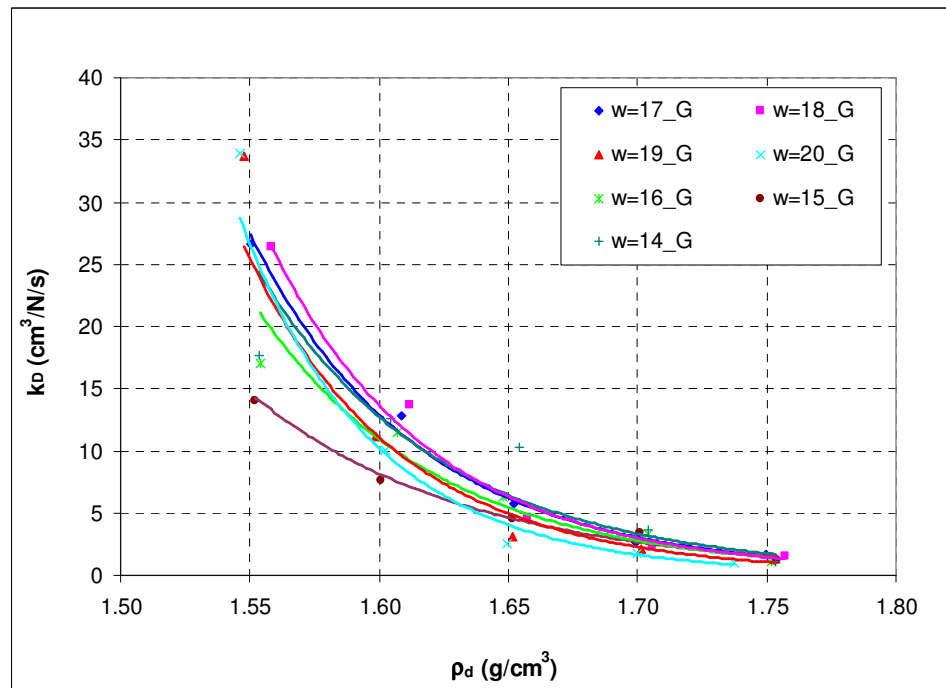


Figure 4.12b: Coefficient d'érosion en fonction de la densité sèche déterminé par la méthode de Géophysconsult pour différentes teneur en eau

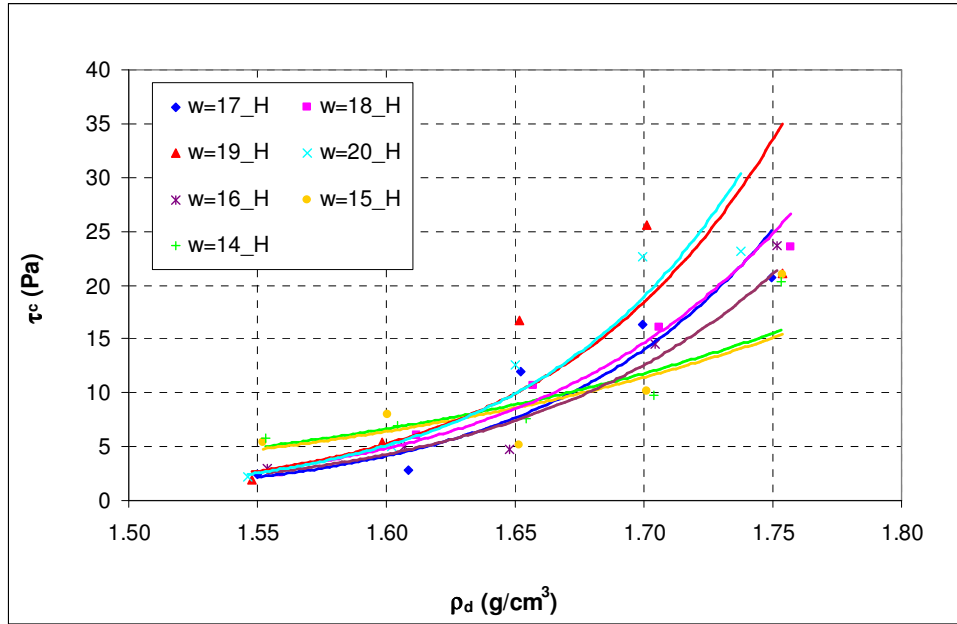


Figure 4.13a: Contrainte de cisaillement critique en fonction de la densité sèche déterminée par la méthode de Hanson pour différentes teneur en eau

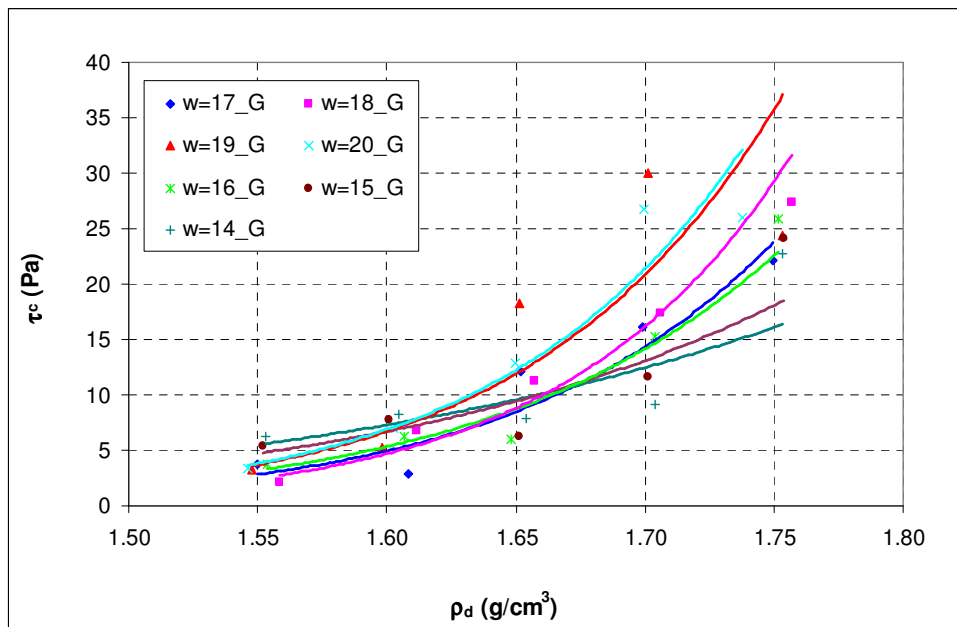


Figure 4.13b: Contrainte de cisaillement critique en fonction de la densité sèche déterminée par la méthode de Géophysconsult pour différentes teneur en eau

Pour mieux comprendre l'influence de la densité sèche, nous avons tracé la relation entre la densité sèche et la profondeur d'équilibre. Le résultat montre que la profondeur d'équilibre diminue de façon exponentielle avec la densité sèche (figure 4.14).

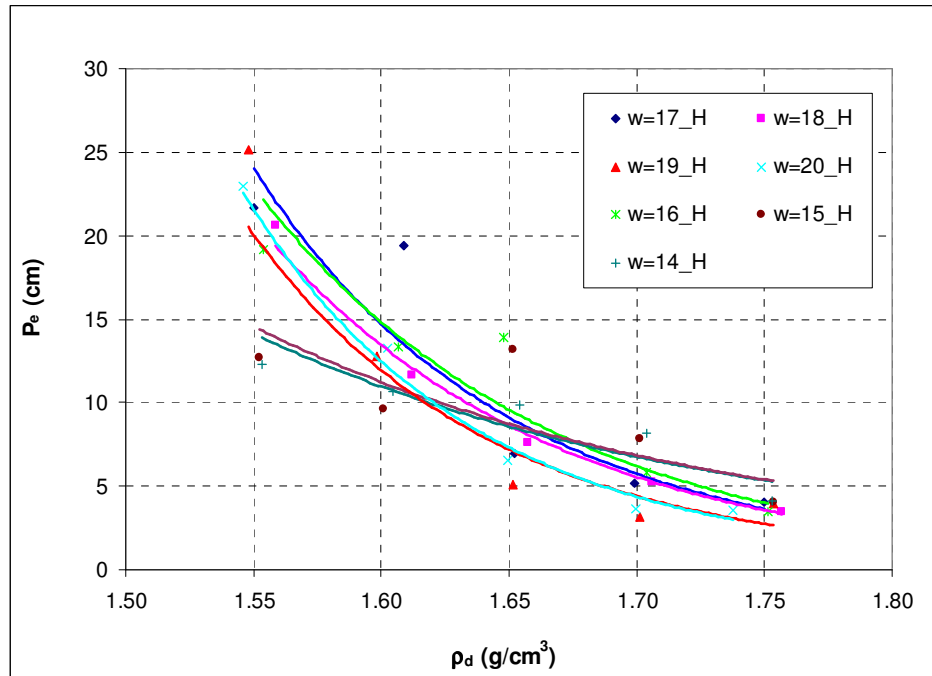


Figure 4.14a: Relation entre la profondeur d'équilibre et la densité sèche déterminée par la méthode de Hanson pour différentes teneur en eau.

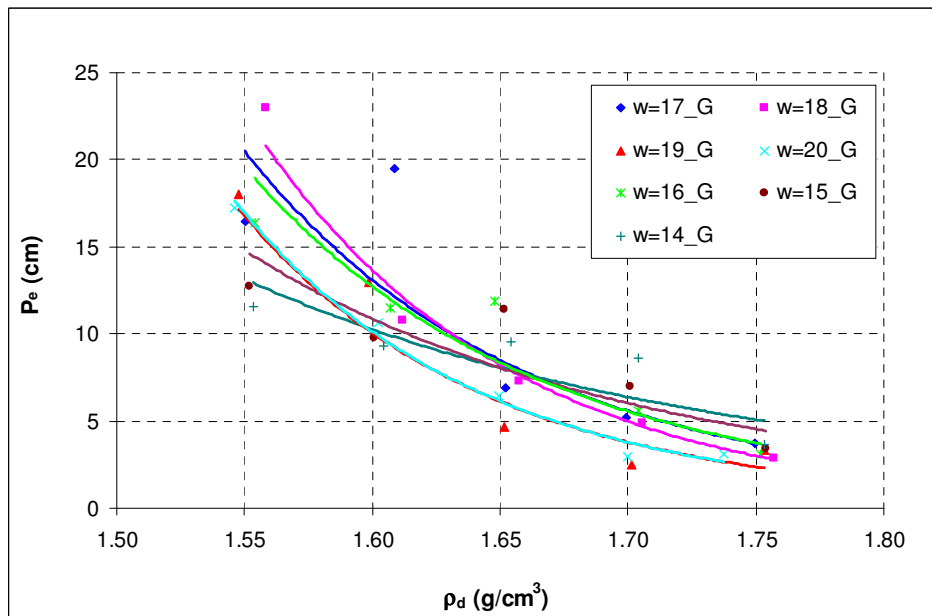


Figure 4.14b: La relation entre la profondeur d'équilibre et la densité sèche déterminée par la méthode de Géophysconsult pour différentes teneur en eau

Nous constatons aussi sur les figures 4.12 et 4.14 que, à faible densité sèche ( $\rho_d < 1.65 \text{ g/cm}^3$ ), les points de  $k_D$  et  $P_e$  sont très dispersés, surtout pour la densité sèche  $\rho_d = 1.55 \text{ g/cm}^3$ . Cela montre que, à faible densité sèche, l'influence de la teneur en eau est importante tandis que, à forte densité sèche, l'influence de la teneur en eau est négligeable.

Sur la figure 4.16, nous trouvons que, quel que soit le degré de saturation, l'influence de la densité sèche sur les paramètres d'érosion du sol est importante.

#### Commentaire relatif à l'influence de la densité sèche:

On peut constater que, quand la densité sèche ( $\rho_d$ ) augmente, l'indice des vides ( $e$ ) diminue selon l'équation  $e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$  (figure 4.15).

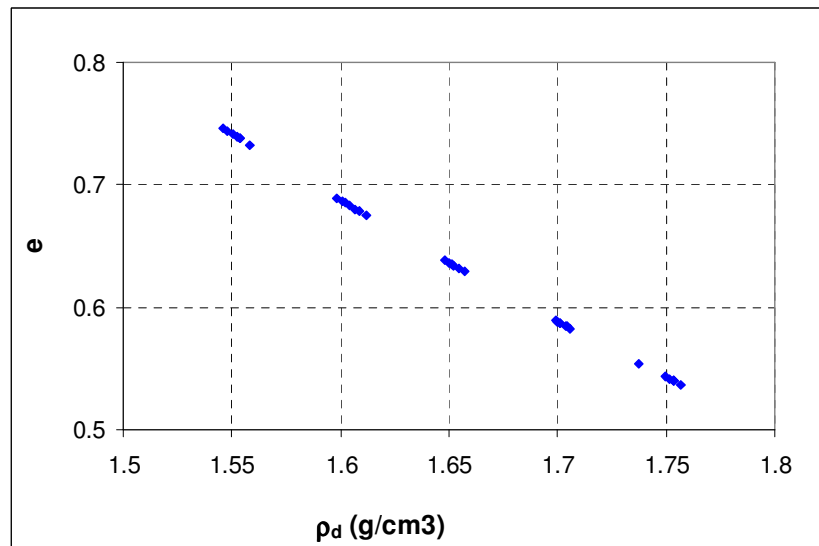


Figure 4.15a: Relation entre l'indice des vides et la densité sèche

Nous voyons que l'indice des vides diminue quand la densité sèche augmente. Selon les résultats obtenus par Souli et al. (2011, cité par Fleureau et al., 2011c) (figures 4.15b et 4.15c), la succion augmente. C'est pourquoi la contrainte de cisaillement augmente et le coefficient d'érosion diminue avec la densité sèche (Gularte et al., 1979a ; Krone, 1999). Cette remarque rejoint celles de nombreux auteurs (Dunn, 1959; Ghebriyessus et al, 1994; Taibi 1994; Amos et al, 1997; Torfs, 1997; Léonard et Richard, 2004; Estabragh et al., 2004 Mohamed. T.A 2006).

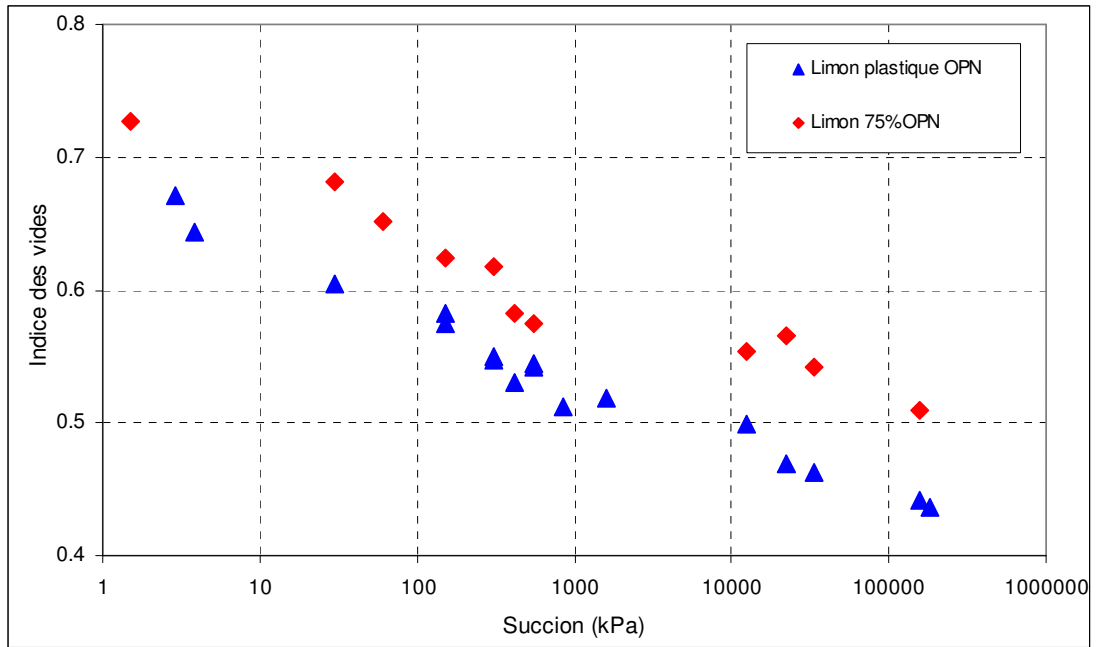


Figure 4.15b: Relation entre l'indice des vides et la succion pour des échantillons de limon compactés à  $w_{OPN}$  et  $\rho_{dOPN}$  ou  $75\%\rho_{dOPN}$  (Souli, 2011, cité par Fleureau et al., 2011c)

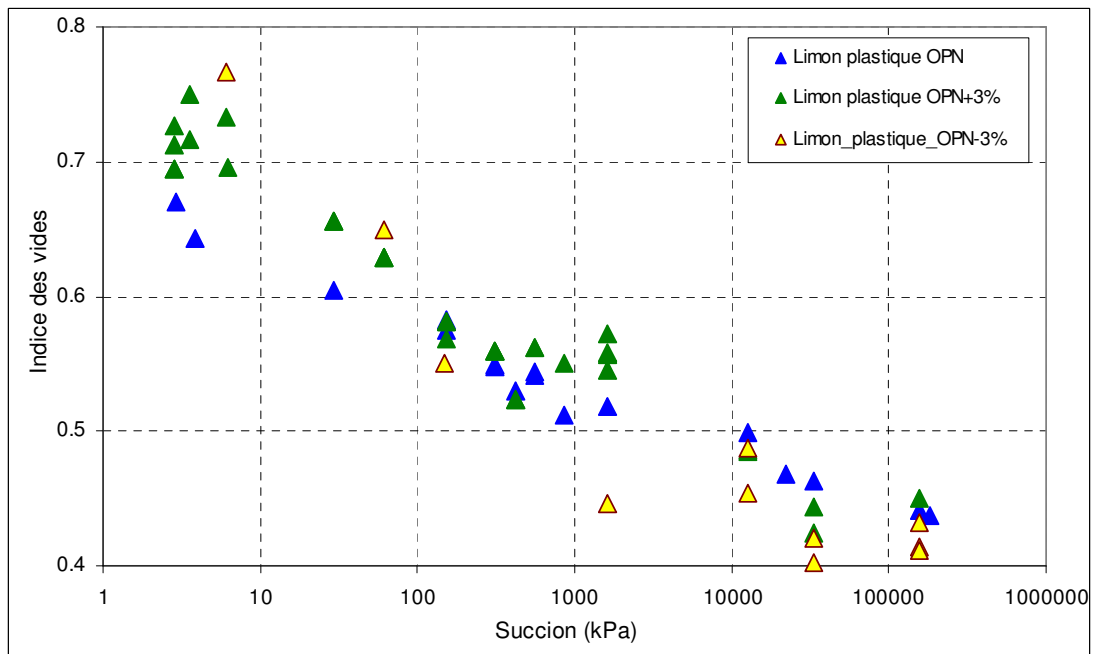


Figure 4.15c: Relation entre l'indice des vides et la succion pour des échantillons de limon compactés à  $w_{OPN}$ ,  $w_{OPN}+3\%$ ,  $w_{OPN}-3\%$  et  $\rho_{dOPN}$  (Souli, 2011, cité par Fleureau et al. 2011c)



Nous pouvons conclure que la densité sèche joue un rôle très important quand on estime les paramètres d'érosion du sol, surtout dans le cas où la densité sèche est faible, quelle que soit la teneur en eau initiale. Cette conclusion est en accord avec la conclusion dans le travail de Hénensal et Duchatel (1990) ; Hanson et Robinson (1993) ; Lim (2006), Hanson et Hunt (2007).

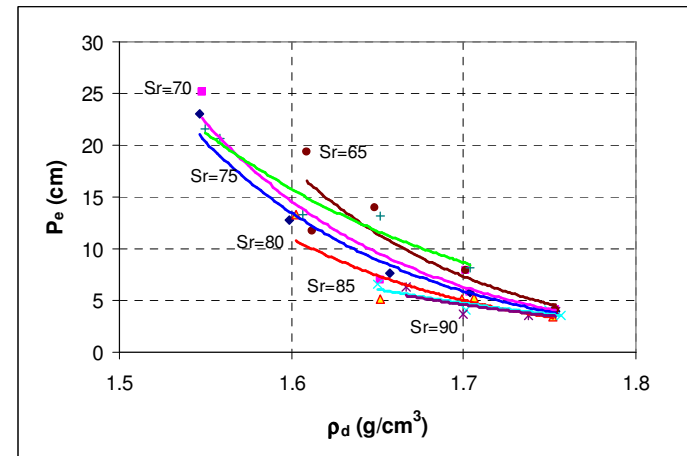
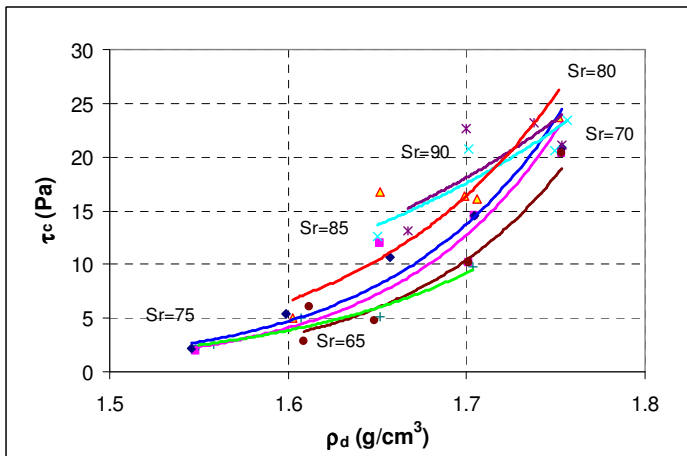
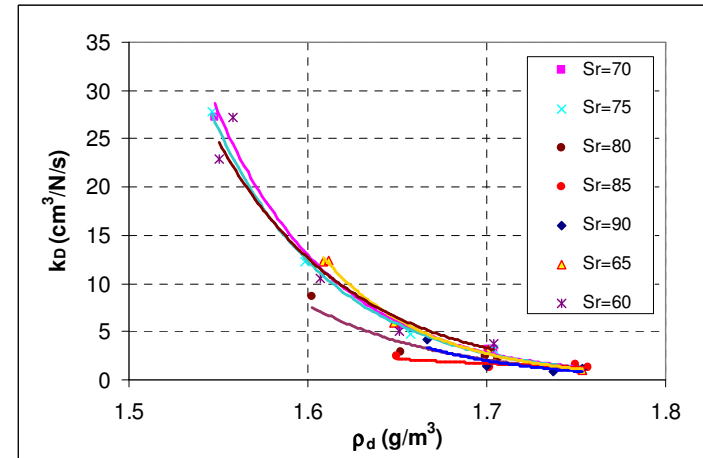
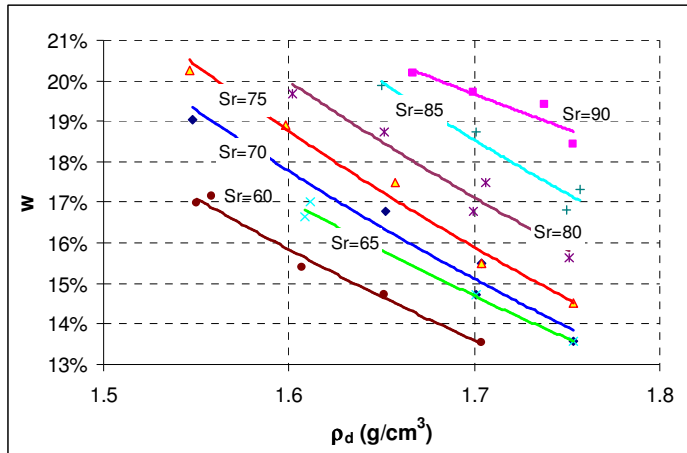


Figure 4.16: Teneur en eau ( $w$ ), coefficient d'érosion ( $k_D$ ), contrainte de cisaillement critique ( $\tau_c$ ) et profondeur d'équilibre ( $P_e$ ) en fonction de la densité sèche à degrés de saturation constants ( $k_D$ ,  $\tau_c$  et  $P_e$  déterminés selon la méthode de Hanson)

#### 4. Influence de la teneur en eau de compactage, à densité sèche constante

En observant les figures 4.17 et 4.18, nous constatons que l'influence de la teneur en eau sur les deux paramètres  $k_D$  et  $\tau_c$  est complexe. Ces derniers sont influencés par à la fois la teneur en eau et la densité sèche. L'ensemble des résultats montre qu'il n'existe pas une relation nette entre les paramètres d'érosion et la teneur en eau.

Quand la masse volumique sèche est faible ( $\rho_d \leq 1.6 \text{ g/cm}^3$ ),  $k_D$  augmente linéairement avec la teneur en eau. Mais quand la densité sèche augmente ( $\rho_d > 1.6 \text{ g/cm}^3$ )  $k_D$  diminue linéairement lorsque la teneur en eau augmente. A densité sèche élevée ( $\rho_{dOPN}$ ), la teneur en eau ne joue qu'un rôle négligeable, le coefficient d'érosion  $k_D$  diminue légèrement quand la teneur en eau augmente (figure 4.17).

Sur la figure 4.18, nous constatons au contraire que la contrainte de cisaillement diminue linéairement lorsque la teneur en eau augmente pour la densité sèche faible ( $\rho_d \leq 1.6 \text{ g/cm}^3$ ) et augmente linéairement avec la teneur en eau lorsque la densité sèche devient plus forte ( $\rho_d > 1.6 \text{ g/cm}^3$ ). A la densité sèche de l'optimum ( $\rho_{dOPN}$ ) la teneur en eau ne joue pas un rôle important, la contrainte de cisaillement n'augmente pas nettement avec la teneur en eau.

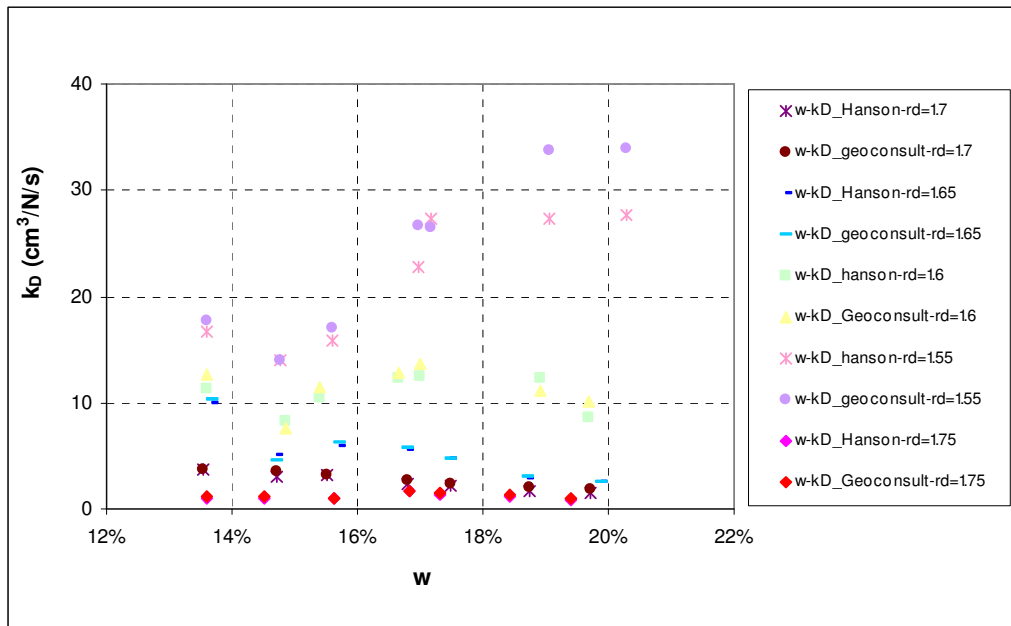


Figure 4.17: Coefficient d'érosion en fonction de la teneur en eau

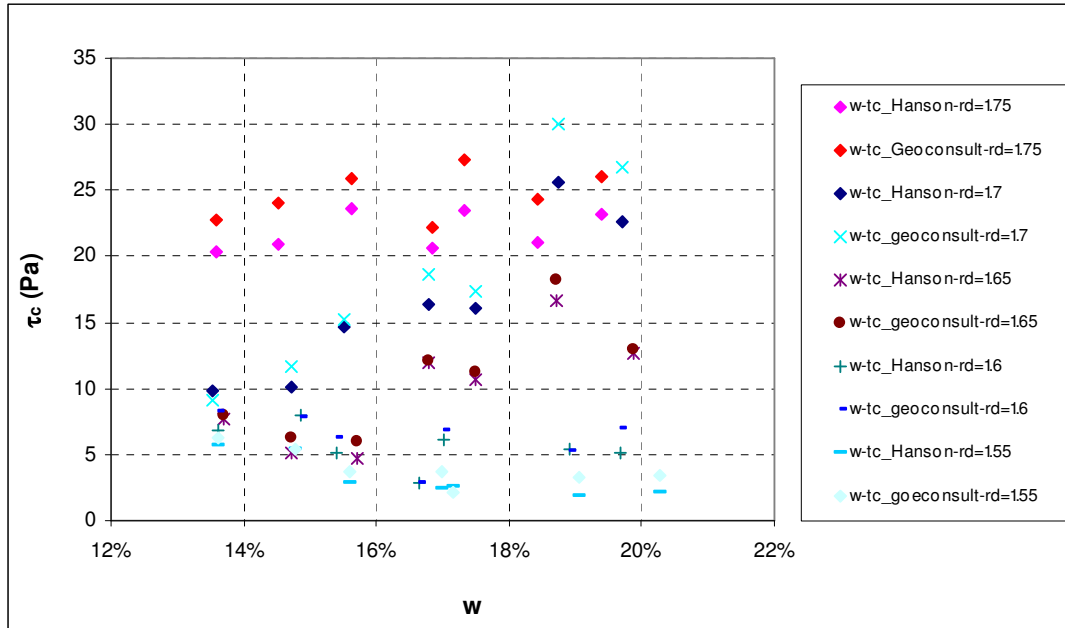


Figure 4.18: Contrainte de cisaillement critique en fonction de la teneur en eau

L'influence complexe de la teneur en eau apparaît clairement sur la figure 4.19, dont la tendance suit celle de la relation entre  $k_D$  et  $w$ . L'évolution de la profondeur d'équilibre avec la teneur en eau présente deux aspects : elle augmente avec  $w$  lorsque la densité sèche est inférieure à  $1.6 \text{ g/cm}^3$  et diminue avec  $w$  quand la densité sèche est supérieure à  $1.6 \text{ g/cm}^3$ .

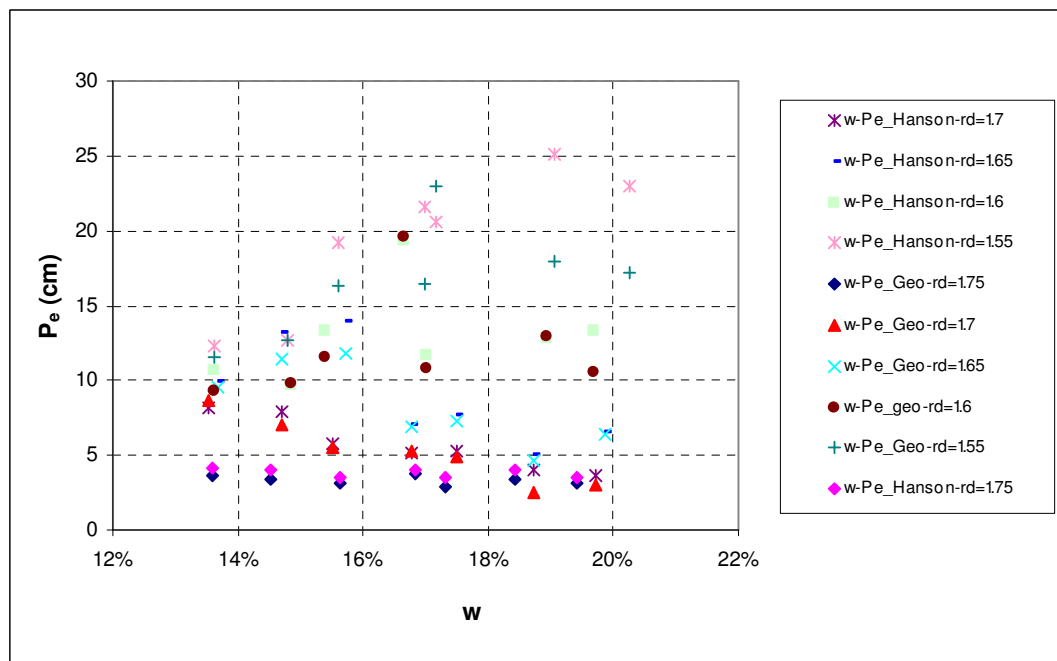


Figure 4.19: Profondeur d'équilibre en fonction de la teneur en eau

Les résultats obtenus relatifs à l'effet de la teneur en eau sont en accord avec les conclusions des travaux de Christensen et Das (1973), Hanson (1993), Robinson et al (2002a), Lim (2006), Ansati et al. (2007), Bendahmane et Bonelli (2012) bien que les sols testés soient différents.

Nous pouvons expliquer ces résultats, dans le cas des fortes densités, par le changement de la texture du sol à l'augmentation de la teneur en eau. Lorsque la teneur en eau augmente, Cui (1993) a montré que le sol passe de la texture en agrégat (les pores entre des agrégats sont grands et sont plein d'air, la perméabilité est grande) à la texture plus homogène (les pores entre des agrégats sont petits et sont remplis d'eau, la perméabilité est petite), c'est la raison pour laquelle la résistance à l'érosion augmente avec la teneur en eau. Toutefois, cela n'est pas adéquat pour expliquer l'influence de la teneur en eau dans le cas de la densité sèche faible ( $\rho_d < 1.6 \text{ g/cm}^3$ ). Dans ce cas, on peut expliquer le comportement par l'augmentation de la pénétration de l'eau dans l'échantillon pendant le temps d'immersion préalable (10 minutes) qui conduit à une diminution de la succion tandis que, pour le sol plus dense, la pénétration de l'eau reste faible car la perméabilité du sol est beaucoup moins grande, et ce temps d'immersion préalable ne permet pas de changer en profondeur la succion de l'échantillon.

Nous pouvons conclure que la succion n'a pas d'influence sur les paramètres d'érosion si la densité sèche est supérieure ou égale à celle de l'optimum. Elle ne joue un rôle que si la densité sèche est faible (moins de 95% de la densité sèche optimale). La combinaison de ces mécanismes antagonistes explique l'influence très complexe de la teneur en eau sur les paramètres d'érosion.

Pour mettre en évidence l'influence de la teneur en eau, nous avons tracé les courbes de  $k_D$ ,  $\tau_c$  et  $P_c$  en fonction de la teneur en eau lorsque le degré de saturation est constant. En observant les figures 4.20 et 4.21, on trouve que le coefficient d'érosion et la profondeur d'érosion d'équilibre augmentent, et la contrainte de cisaillement critique diminue, lorsque la teneur en eau augmente, aux degrés de saturation constants. Nous avons constaté que pour un degré de saturation élevé ( $S_r = 80\% - 90\%$ ), la teneur en eau ne joue pas un rôle important tandis que, à faible degré de saturation ( $S_r = 65\% - 75\%$ ), la teneur en eau a un effet remarquable, surtout sur le coefficient d'érosion et la profondeur d'érosion d'équilibre.

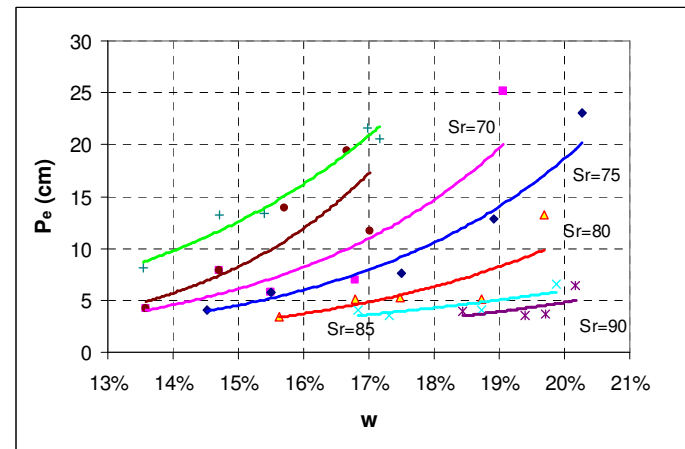
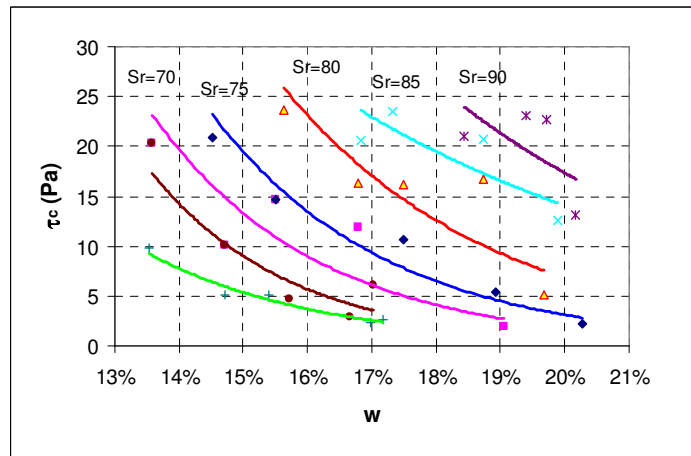
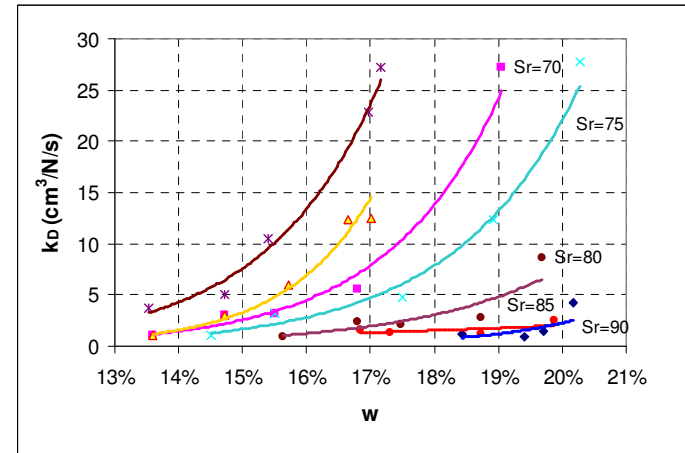
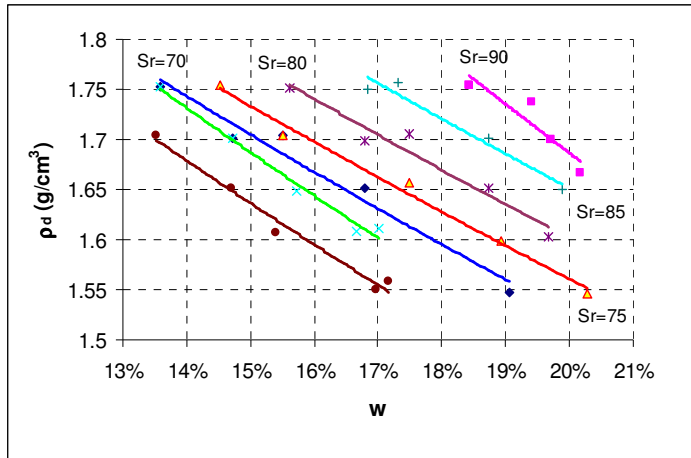


Figure 4.20: Densité sèche ( $\rho_d$ ), le coefficient d'érosion ( $k_D$ ), contrainte de cisaillement critique ( $\tau_c$ ) et profondeur d'équilibre ( $P_e$ ) en fonction de la teneur en eau à degrés de saturation constants ( $k_D$ ,  $\tau_c$  et  $P_e$  déterminés selon la méthode de Hanson)

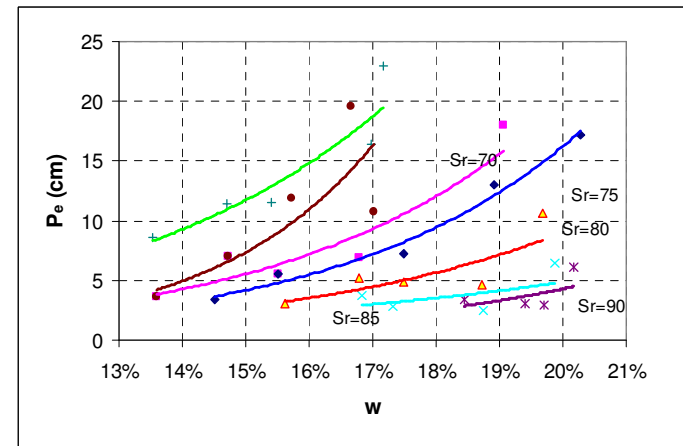
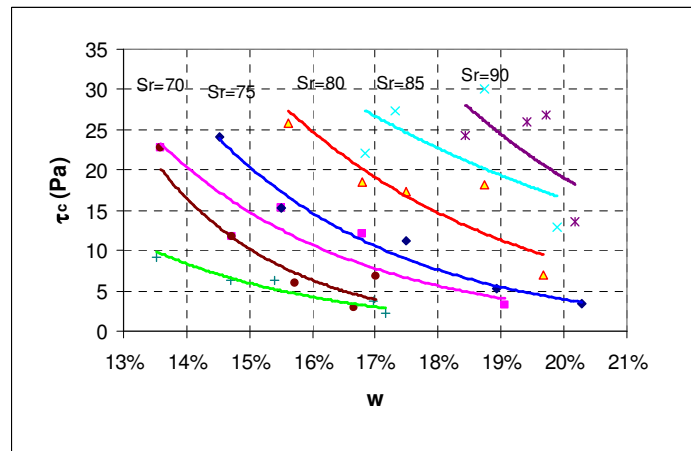
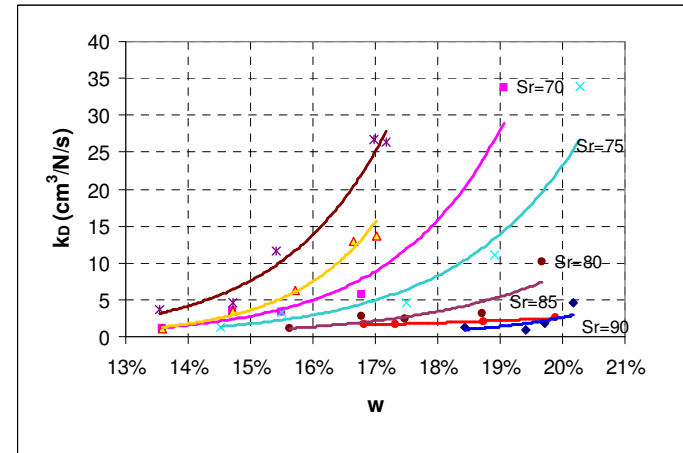
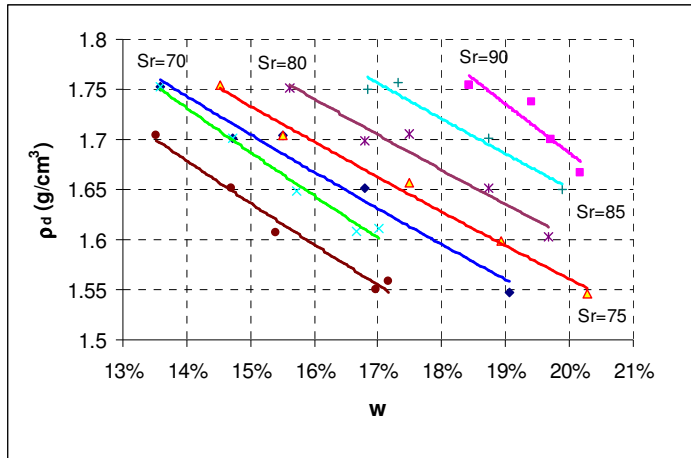


Figure 4.21: Densité sèche ( $\rho_d$ ), coefficient d'érosion ( $k_D$ ), contrainte de cisaillement critique ( $\tau_c$ ) et profondeur d'équilibre ( $P_e$ ) en fonction de la teneur en eau à degrés de saturation constants ( $k_D$ ,  $\tau_c$  et  $P_e$  déterminés selon la méthode de Geophyconsult)

## 5. Influence du degré de saturation à différentes densités sèches constantes

Outre la densité sèche et la teneur en eau, nous étudions ici l'influence du degré de saturation à différentes densités sèches constantes. Nous constatons que le coefficient d'érosion et la profondeur d'érosion diminuent lorsque le degré de saturation augmente (figures 4.22 et 4.24) tandis que la contrainte de cisaillement critique augmente avec le degré de saturation (figure 4.23).

Si l'on considère les variations des paramètres pour une même teneur en eau, l'augmentation du degré de saturation résulte d'une augmentation de l'énergie de compactage, c'est-à-dire de la densité sèche. Nous trouvons alors que l'augmentation du degré de saturation est associée à une diminution de l'indice des vides selon l'équation  $e = \frac{w.G}{S_r}$ . Par conséquent, la résistance à l'érosion augmente alors avec  $S_r$  (Gularte et al, 1979a; Krone, 1999).

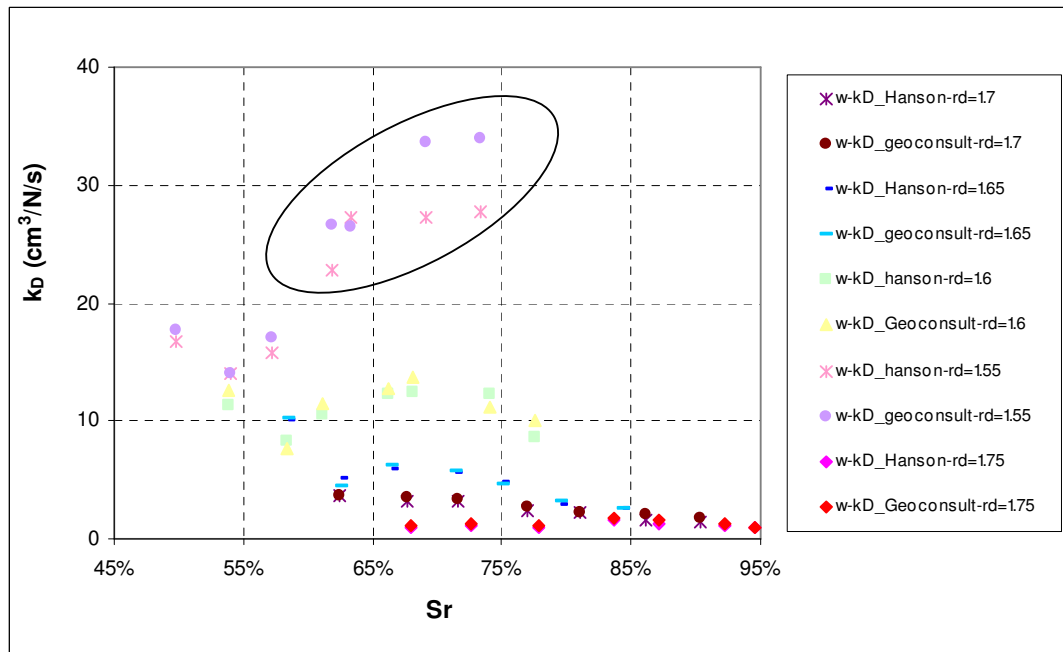


Figure 4.22: Coefficient d'érosion en fonction du degré de saturation



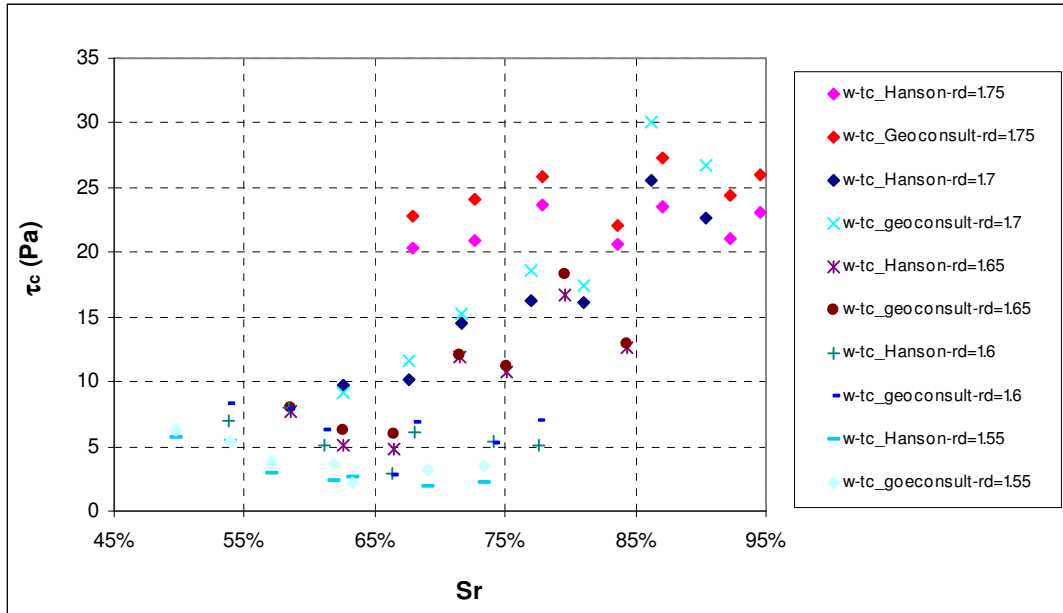


Figure 4.23: Contrainte de cisaillement critique en fonction du degré de saturation

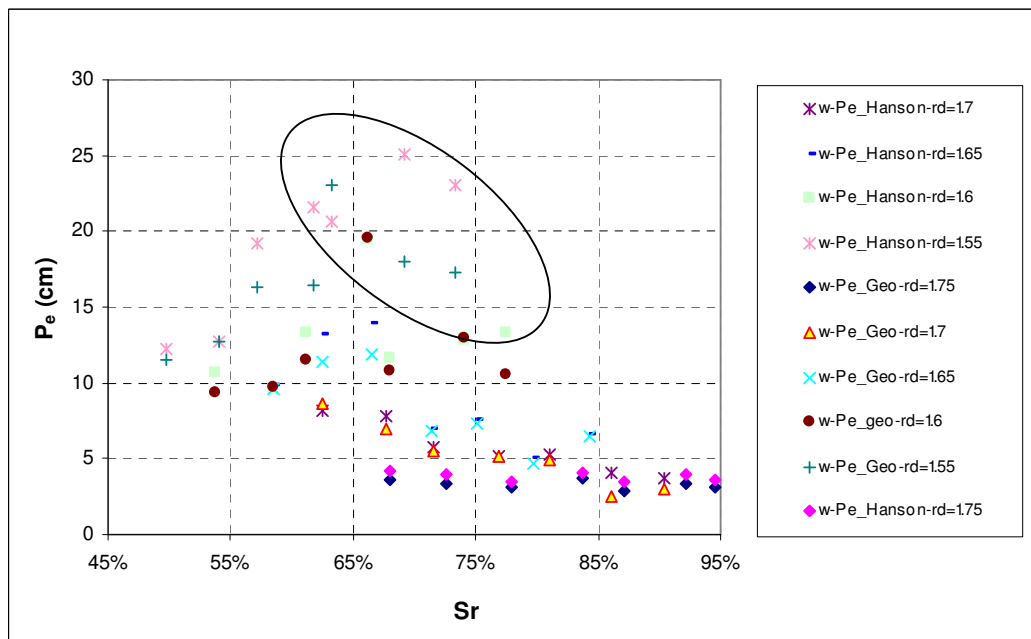


Figure 4.24: Profondeur d'érosion d'équilibre en fonction du degré de saturation

En outre si l'on considère le changement de  $S_r$  dû au changement de la teneur en eau (à densité sèche constante), en regardant la relation entre les paramètres d'érosion et le degré de saturation, nous trouvons que, à faible densité sèche ( $\rho_d \leq 1.6 \text{ g/cm}^3$ ),  $k_D$ ,  $P_e$  augmentent  $\tau_c$  diminue avec le degré de saturation ( $S_r$ ). A l'inverse, lorsque la densité sèche est plus forte ( $\rho_d > 1.6 \text{ g/cm}^3$ ),  $k_D$  et  $P_e$  diminuent et  $\tau_c$  augmente avec  $S_r$ . C'est ce que nous avons trouvé en étudiant l'influence de la teneur en eau. Nous avons trouvé cependant que la relation entre  $k_D$  et  $P_e$  à faible degré de saturation était dispersée et pas à

forte densité sèche. Les points dans l'ellipse correspondent au sol faible, dans ce cas il y a influence de l'infiltration de l'eau dans le sol qui change la propriété du sol.

D'une façon générale, nous pouvons conclure que l'augmentation du degré de saturation fait augmenter la contrainte de cisaillement, et diminuer le coefficient d'érosion et la profondeur d'érosion. Cette conclusion est en accord avec celles des travaux de Wan et Fell (2002, 2004, 2006), Lim (2006), Lim et Khalili (2009), Regazzoni (2009), Regazzoni et al. (2010).

## 6. Relation entre les paramètres d'érosion

Sur la base des résultats obtenus, nous avons établi une relation entre les paramètres d'érosion (figure 4.25, 4.26, 4.27). On trouve une relation inverse entre le coefficient d'érosion et la contrainte de cisaillement critique (figure 4.25) et entre la profondeur d'érosion d'équilibre et la contrainte de cisaillement critique (figure 4.27), et une relation directe entre le coefficient d'érosion et la profondeur d'érosion d'équilibre (figure 4.26). Nous constatons que, plus la contrainte de cisaillement du sol est élevée, plus la profondeur d'érosion est faible. Et plus le coefficient d'érosion du sol est élevé, plus la profondeur d'érosion est importante.

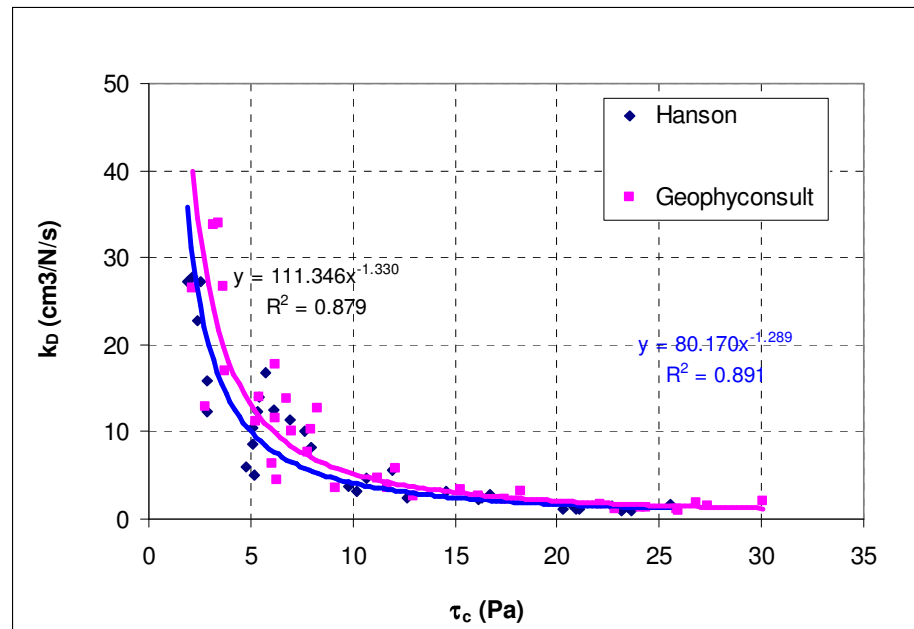


Figure 4.25: Contrainte de cisaillement en fonction du coefficient d'érosion déterminé par les méthodes de Hanson et de Géophyconsult

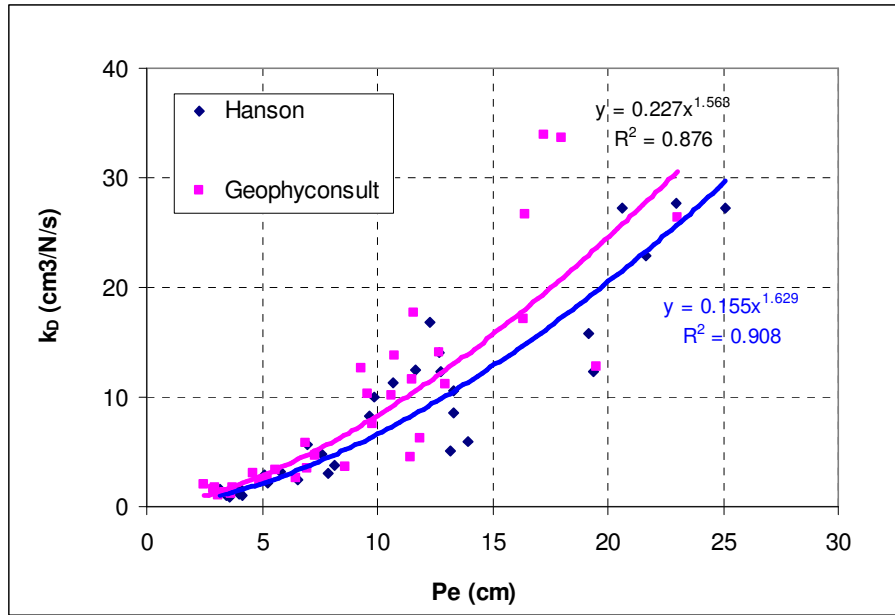


Figure 4.26: Coefficient d'érosion en fonction de la profondeur d'érosion d'équilibre

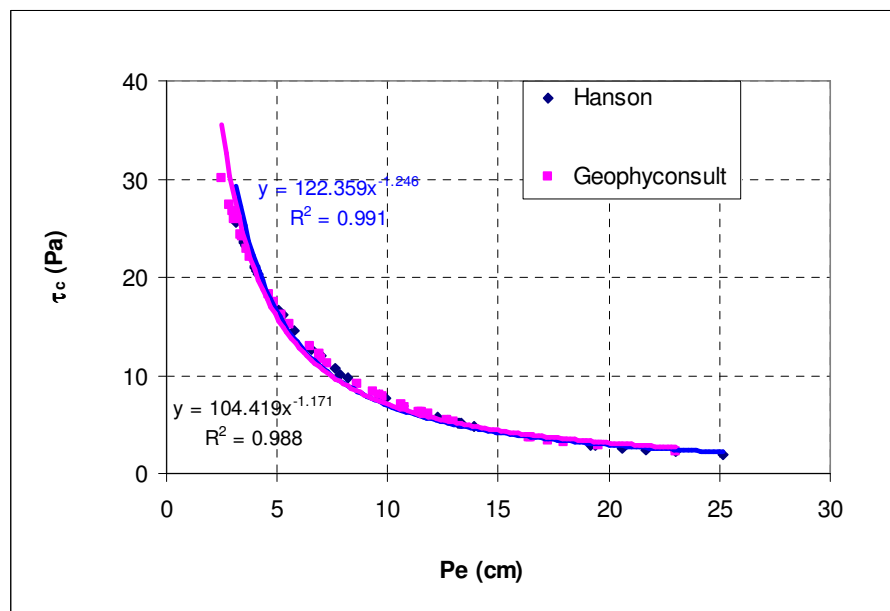


Figure 4.27: Contrainte de cisaillement critique en fonction de la profondeur d'érosion d'équilibre

### Les relations empiriques obtenues sont les suivantes:

- Pour les paramètres déduits de la méthode de Hanson:

$$k_D = 80.17\tau_c^{-1.289} ; R^2 = 0.891$$

$$k_D = 0.155P_e^{1.629} ; R^2 = 0.908$$

$$\tau_c = 122.359P_e^{-1.246} ; R^2 = 0.991$$

- Pour les paramètres déduits de la méthode de Géophysconsult:

$$k_D = 111.346\tau_c^{-1.33} ; R^2 = 0.879$$

$$k_D = 0.227P_e^{1.568} ; R^2 = 0.876$$

$$\tau_c = 104.419P_e^{-1.171} ; R^2 = 0.988s$$

## 7. Conclusion

- Le coefficient d'érosion et la profondeur d'érosion d'équilibre diminuent et la contrainte de cisaillement critique augmente lorsque la densité sèche augmente.

- Le coefficient d'érosion et la profondeur d'érosion d'équilibre diminuent et la contrainte de cisaillement critique augmente lorsque la teneur en eau et le degré de saturation augmentent si  $\rho_d > 1,6 \text{ g/cm}^3$ . L'effet est inverse lorsque  $\rho_d \leq 1,6 \text{ g/cm}^3$ . Aux faibles degrés de saturation, on note une influence de la teneur en eau sur les paramètres d'érosion et la profondeur d'érosion d'équilibre. Mais lorsque le degré de saturation augmente, l'influence de la teneur en eau sur les paramètres d'érosion et la profondeur d'érosion d'équilibre devient de plus en plus négligeable.

- La contrainte de cisaillement critique diminue lorsque la teneur en eau augmente, à degré de saturation constant, alors que le coefficient d'érosion augmente.

- Une relation inverse est observée entre le coefficient d'érosion et de la contrainte de cisaillement critique et entre la profondeur d'érosion d'équilibre et la contrainte de cisaillement critique.

- Une relation directe est obtenue entre le coefficient d'érosion et la profondeur d'érosion d'équilibre.

- On peut déduire les valeurs de la profondeur d'érosion d'équilibre et du coefficient d'érosion de la contrainte de cisaillement critique.



## Chapitre 5

# Etude paramétrique de l'influence des paramètres d'essai sur le phénomène d'érosion

### 1. Introduction

Nous avons constaté que les paramètres d'érosion sont influencés non seulement par les propriétés géotechniques du sol mais encore par des paramètres d'essai tels que: la température, la vitesse de l'écoulement, la charge hydraulique appliquée, etc...

L'influence de la température est un sujet controversé car quelques auteurs ont mis en évidence une augmentation de l'érosion surfacique avec la température (Christensen et Das, 1973; Kelly et al., 1979; Arulanandan et Perry, 1983), ou l'augmentation du taux d'érosion avec la température de l'eau (Grissinger, 1966). Raudkiwi et Huchinson (1974) ont trouvé que l'influence de la température diminuait lorsque la salinité de l'eau interstitielle augmentait et la taille des particules diminuait. En revanche, quelques auteurs ont suggéré que la température n'était pas un facteur important (Raudkiwi et Huchinson, 1974; Moody et al., 2005 ; Sekine et Nishimori, 2008). L'effet de la température ne sera pas abordé dans notre travail.

En ce qui concerne l'influence des paramètres de préparation des échantillons, nous nous sommes intéressés à 2 aspects : l'influence du mode de compactage et l'influence de la rugosité superficielle des échantillons. Certains chercheurs ont noté que l'influence du mode de compactage était négligeable lorsque le sol était compacté dans un état proche de l'optimal (Hanson et Robinson, 1993 ; Sivakumar et Wheeler, 2000). C'est pourquoi, dans notre travail, nous avons étudié des états différents de l'optimum. Les travaux précédents ont également mis en évidence l'influence de la rugosité de surface sur l'érosion (Rajaratnam et Mazurek, 2005) et l'influence de la couverture végétale (Wynn, 2004 ; Wynn et Mostaghimi, 2006).

Un autre facteur qui joue un rôle important dans l'érosion du sol est la vitesse de l'écoulement ou la charge hydraulique appliquée sur la surface du sol. L'augmentation de la vitesse de l'écoulement entraîne l'augmentation de la contrainte de cisaillement hydraulique qui fait augmenter le taux d'érosion du sol (Chapuis, 1986a ; Sekine et Nashimori, 2008 ; Briaud et al., 2001 ; Briaud, 2008 ; Dao et al., 2012).

Quelques chercheurs ont étudié l'influence de la profondeur d'immersion sur l'érosion en utilisant le JET horizontal. Ils ont constaté que la profondeur d'immersion (*tailwater*) a une certaine influence sur la profondeur d'érosion du sol. Ils ont montré qu'il existe une valeur de la profondeur d'immersion pour laquelle la profondeur d'érosion atteint une valeur maximale (Balachandar et al., 2000; Ghodsian et al., 2006; Sui et al., 2008; Sarathi et al., 2008; Bey et al., 2008; Musavi Jahromi et Helalat Nasserian, 2010; Emiroglu et Tuna, 2011). Toutefois, pour le JET vertical avec l'écoulement turbulent, il n'a aucune recherche qui montre l'influence de la profondeur d'immersion sur l'érosion.

### Conclusion:

Dans toutes les recherches précédentes sur les sols cohésifs, il n'y a aucune recherche prenant en compte la variation des paramètres hydrauliques sur les paramètres d'érosion tels que: la distance entre l'orifice du jet et la surface de l'échantillon ( $h_3$ ), la profondeur d'immersion de l'échantillon ( $h_2$ ), la charge hydraulique appliquée ( $h_1$ ). C'est la raison pour laquelle, il est nécessaire d'étudier attentivement l'influence de  $h_3$ ,  $h_2$ , et  $h_1$ , la durée du temps d'immersion préalable ( $t_{immersion}$ ) ainsi que les autres paramètres d'essais.

Dans ce chapitre, nous avons étudié aussi l'influence de deux modes de compactage : sol compacté dynamiquement par la dame Proctor standard et compacté statiquement par la presse hydraulique, l'influence de l'état de surface de l'échantillon : surface inférieure (moulée) et surface supérieure (arasée), l'influence des paramètres  $h_1$ ,  $h_2$ ,  $h_3$  et  $t_{immersion}$  sur les paramètres d'érosion ( $k_D$  et  $\tau_c$ ) et sur la profondeur d'érosion d'équilibre ( $P_e$ ). L'objectif de ce chapitre est de répondre à la question suivante : « les paramètres d'érosion sont-ils indépendants du type d'essai, des paramètres d'essais, et la succion joue-t-elle un rôle importante dans les résultats de JET » ?.

## 2. Reproductibilité des essais

L'objectif est d'analyser la stabilité des paramètres d'érosion lors des essais de reproductibilité avec les mêmes conditions initiales. Nous avons effectué 5 essais sur le limon ( $\rho_d \approx 1.65 \text{ g/cm}^3$ ,  $w \approx 17.5\%$ ) et 6 essais sur le mélange à 50% de sable fin et 50% de kaolinite ( $\rho_d \approx 1.93 \text{ g/cm}^3$ ,  $w \approx 11.3\%$ ). L'ensemble des résultats obtenus est présenté dans les tableaux 5.1a, 5.1b et sur les figures 5.1a, 5.1b.

Nous constatons que les profondeurs d'érosion à la fin des essais sont proches. Les paramètres d'érosion ( $k_D$ ,  $\tau_c$ ) et la profondeur d'érosion d'équilibre déduits des méthodes de Hanson et Géophyconsult sont également proches. Donc nous pouvons conclure que la reproductibilité des essais est bonne et que les paramètres d'érosion et la profondeur d'équilibre sont reproductibles.

Echantillon	w	$\rho_d$	h-éro(5s)	h-éro max	Méthode de Hanson		Méthode de Géophyconsult		$P_e$ (cm)	
	(%)	(g/cm3)	(cm)	(cm)	$k_D$ (cm <sup>3</sup> /N/s)	$\tau_c$ (Pa)	$k_D$ (cm <sup>3</sup> /N/s)	$\tau_c$ (Pa)	Hanson	Geophy consult
12.11.05.p2	17.11	1.674	1.32	4.62	4.214	14.005	4.318	14.317	6.01	5.89
12.11.07.p1	17.69	1.648	0.74	4.49	4.118	14.327	4.472	15.342	5.88	5.52
12.11.07.p2	17.87	1.655	0.83	4.65	4.352	13.966	4.994	15.305	6.05	5.56
12.11.07.p3	17.68	1.657	0.23	3.96	2.890	13.815	3.449	15.940	6.08	5.32
12.11.07.p4	17.47	1.669	0.63	4.66	4.172	13.281	4.455	14.006	6.30	6.01

Tableau 5.1a: Reproductibilité des essais pour le limon (h-éro max est la profondeur d'érosion au centre au moment de l'arrêt du jet)

Echantillon	w	$\rho^d$	h- éro(5s)	h-éro max	Méthode de Hanson		Méthode de Géophyconsult		$P_e$ (cm)	
	(%)	(g/cm <sup>3</sup> )	(cm)	(cm)	$k_D$ (cm <sup>3</sup> /N/s)	$\tau_c$ (Pa)	$k_D$ (cm <sup>3</sup> /N/s)	$\tau_c$ (Pa)	Hanson	Geophy consult
11.04.p1	10.82	1.941	0.11	2.52	1.285	32.791	1.476	36.126	3.66	4.07
12.04.a	11.39	1.94	0.06	2.53	1.154	29.947	1.359	35.520	3.79	3.45
13.04.a	11.32	1.932	0.08	2.42	1.077	29.782	1.264	33.354	3.72	3.48
11.04.p2	11.4	1.931	0.25	2.53	1.156	29.111	1.293	31.619	3.80	3.71
12.04.p	11.07	1.927	0.03	2.04	0.608	28.766	0.801	33.305	3.42	3.31
13.04.p	11.57	1.928	0.17	2.13	0.935	33.428	1.002	35.432	3.53	3.12

Tableau 5.1b: Reproductibilité des essais pour le mélange Sable-Kaolinite (h-éro max est la profondeur d'érosion au centre au moment de l'arrêt du jet)

### 3. Influence de la durée d'application du jet

L'objectif de ce paragraphe est de voir si l'extrapolation des courbes déduites des deux méthodes (Hanson et Géophyconsult) est valable ou pas. Afin d'éviter l'influence du changement des paramètres initiaux, nous avons effectué l'essai de jet sur l'échantillon 12.11.25a1 ( $w = 13.5\%$ ,  $\rho_d = 1.75\text{g/cm}^3$ ) pendant 2310 s (figure 5.1 ci-dessous). Nous avons utilisé les données de profondeur mesurées correspondant aux durées de jet de 850 s, 1210 s, 1570 s, respectivement, pour déduire les paramètres d'érosion par les deux méthodes. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 5.2 ci-dessous. Nous constatons que, dans ce cas, la durée du temps de jet n'a pas d'influence sur les paramètres d'érosion ni sur la profondeur d'érosion d'équilibre du sol lorsque le taux d'érosion est stable.

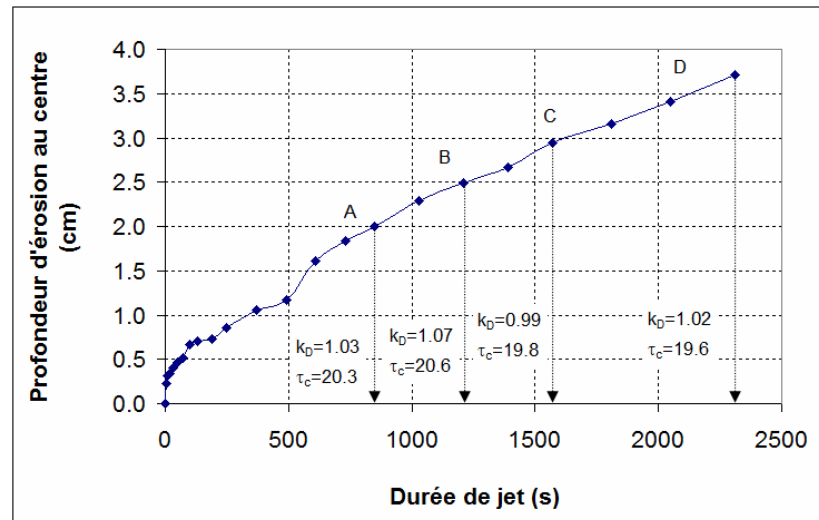


Figure 5.1: Courbe d'érosion en fonction de la durée de jet (échantillon 12.11.25a1)



Echantillon	Durée de jet	h-éro max	Méthode de Hanson		Méthode de Géophysyconsult		P <sub>e</sub> (cm)	
	(s)	(cm)	k <sub>D</sub> (cm <sup>3</sup> /N/s)	τ <sub>c</sub> (Pa)	k <sub>D</sub> (cm <sup>3</sup> /N/s)	τ <sub>c</sub> (Pa)	Hanson	G.consult
12.11.25.a1	850	2.00	1.027	20.302	1.144	22.802	4.14	3.63
	1210	2.50	1.068	20.597	1.136	21.964	4.08	3.79
	1570	2.94	0.993	19.789	0.978	19.399	4.26	4.35
	2310	3.71	1.023	19.551	1.03	19.696	4.32	4.28

Tableau 5.2: Influence de la durée de jet (h-éro max est la profondeur mesurée au moment de l'arrêt du jet)

#### 4. Influence du mode de compactage

L'objectif de ce paragraphe est d'étudier l'influence du mode de compactage qui pourra créer une structure différente du sol. Dans ce travail, les échantillons sont fabriqués par deux modes de compactage différents: dynamiquement par la dame Proctor (12.11.05p1, 12.11.08p3, 12.11.23.p1 et 13.01.04.a1) et statiquement par la presse hydraulique (12.11.13.p1, 12.11.15.p2, 12.11.23.p1 et 12.12.04.p1). Nous comparons les courbes d'érosion et les valeurs k<sub>D</sub>, τ<sub>c</sub> et P<sub>e</sub> des quatre paires d'essais (12.11.05p-12.11.13p1; 12.11.08p3-12.11.15p2; 12.11.09a1-12.11.23p1 et 13.01.04.a1-12.12.04.p1) dont la teneur en eau, la masse volumique sèche, le temps d'immersion, la charge hydraulique (h<sub>1</sub> = 130 cm), la hauteur d'immersion (h<sub>2</sub> = 10 cm) et la distance entre la sortie du jet et la surface de l'échantillon (h<sub>3</sub> = 5 cm) sont similaires. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 5.3 et sur les figures 5.2a, 5.2b, 5.2c suivants :

Echantillon	w	ρ <sub>d</sub>	h-éro(5s)	h-éro max	Méthode de Hanson		Méthode de Géophysyconsult		P <sub>e</sub> (cm)	
	(%)	(g/cm <sup>3</sup> )	(cm)	(cm)	k <sub>D</sub> (cm <sup>3</sup> /N/s)	τ <sub>c</sub> (Pa)	k <sub>D</sub> (cm <sup>3</sup> /N/s)	τ <sub>c</sub> (Pa)	Hanson	Géophysyconsult
12.11.05.p1	16.33	1.658	1.11	3.85	2.88	13.71	4.36	19.19	6.12	4.40
12.11.13.p1	16.79	1.652	0.72	5.89	5.59	11.92	5.78	12.11	6.98	6.88
12.11.08.p3	15.70	1.640	1.31	5.31	5.71	13.46	6.01	14.07	6.23	5.98
12.11.15.p2	15.72	1.648	0.80	7.50	5.91	4.77	6.29	6.01	13.92	11.85
12.11.09.a1	14.21	1.606	1.64	6.46	8.57	10.79	8.91	11.33	7.57	7.27
12.11.23.p1	14.87	1.601	0.75	7.34	8.25	7.97	7.59	7.81	9.63	9.78
13.01.04.a1	18.18	1.718	1.38	3.16	3.33	21.63	4.07	22.99	3.86	3.59
12.12.04.p1	18.62	1.704	2.06	3.56	4.14	19.87	3.87	19.30	4.20	4.34

Tableau 5.3: Influence du mode de compactage (h-éromax est la profondeur mesurée au moment de l'arrêt du jet)

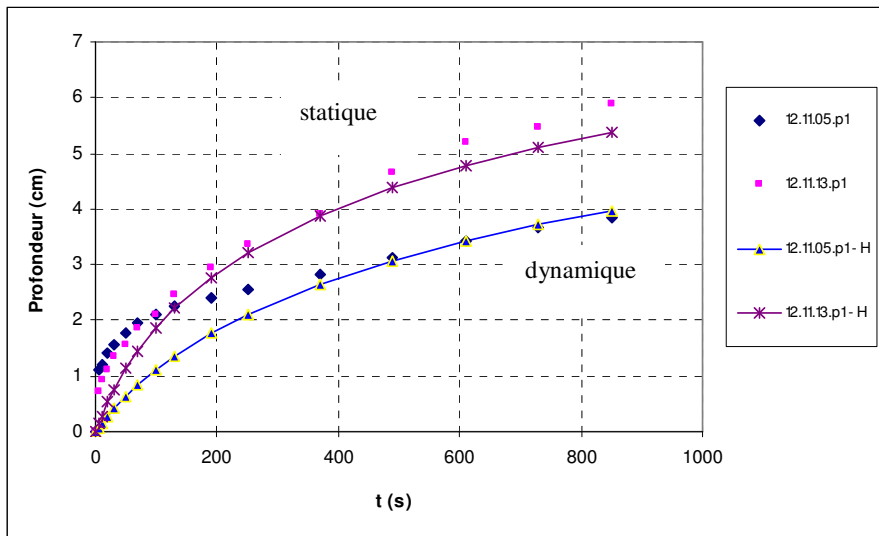


Figure 5.2a: Evolution de la profondeur d'érosion en fonction du temps de jet

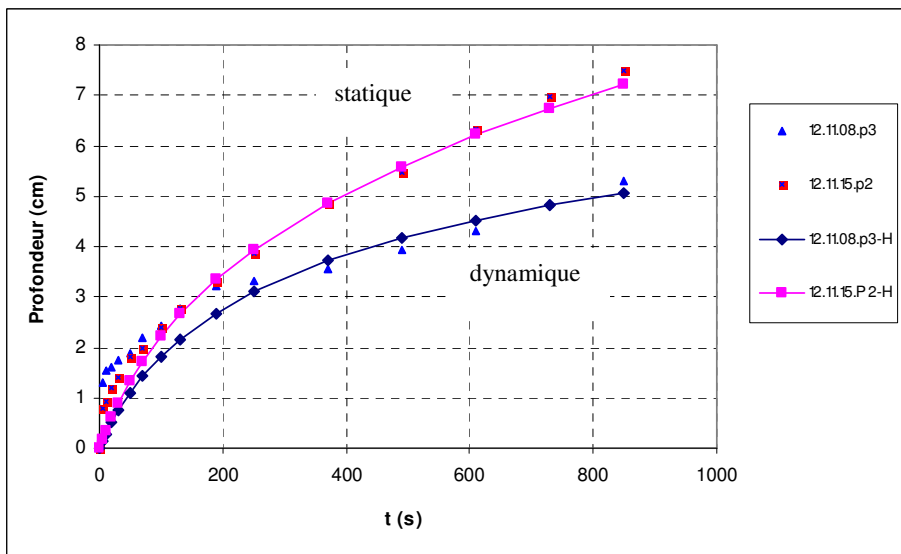


Figure 5.2b: Evolution de la profondeur d'érosion en fonction du temps de jet

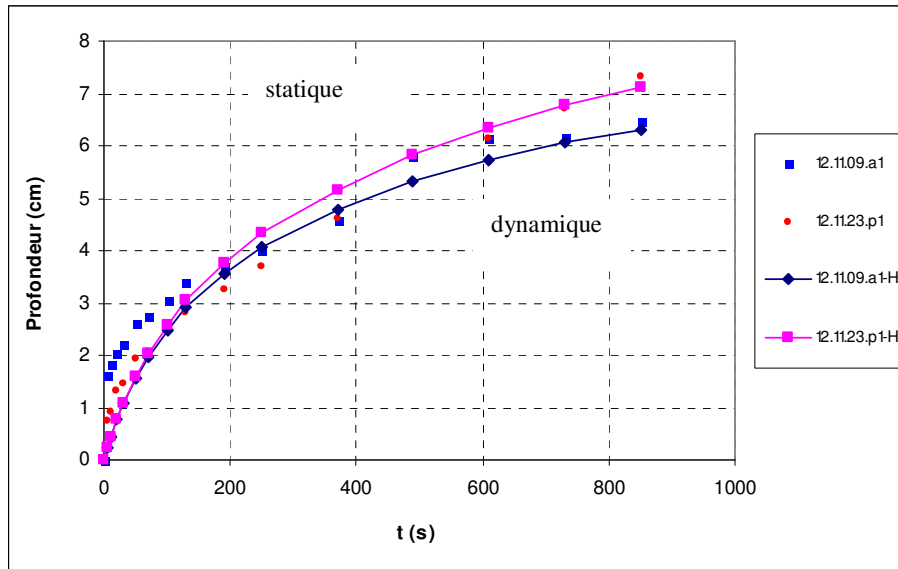


Figure 5.2c: Evolution de la profondeur d'érosion en fonction du temps de jet

Nous trouvons que la tendance des courbes d'érosion  $s$  est différente pour les deux modes de compactage. Jusqu'à 100 secondes, les profondeurs d'érosion au centre des échantillons compactés par la dame Proctor sont plus grandes que celles des échantillons compactés par la presse hydraulique. Mais après, leur tendance fait penser que ils sont moins érodés. Ces résultats montrent que la profondeur d'érosion d'équilibre des échantillons compactés par la dame Proctor est supérieure à celle des échantillons compactés par la presse hydraulique. Mais sur les figures 5.3a et 5.3b, nous trouvons toutefois que les sols sont classés dans le même groupe de sensibilité à l'érosion.

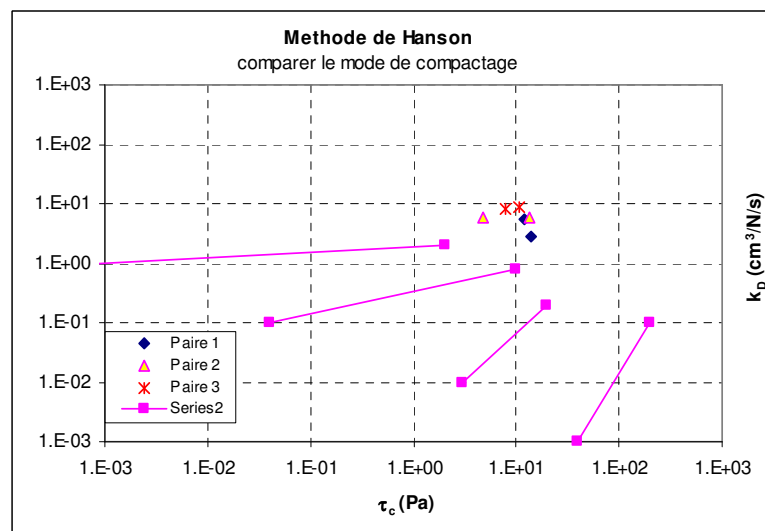


Figure 5.3a: Relation entre  $k_D$  et  $\tau_c$  pour les deux modes de compactage

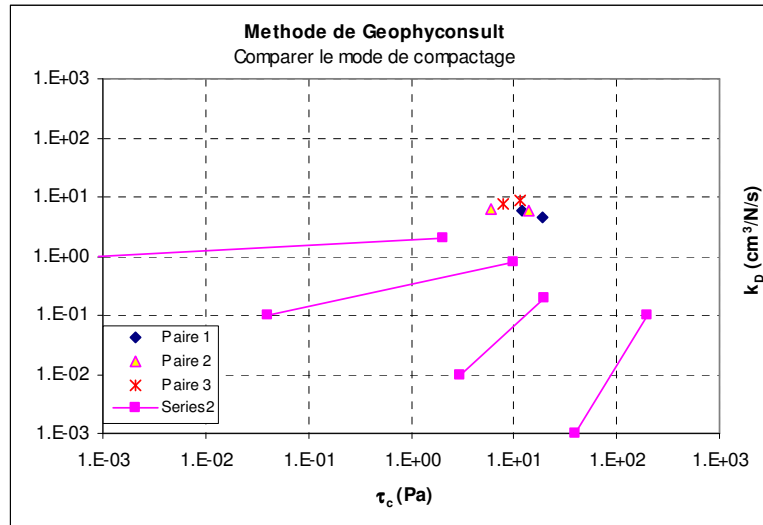


Figure 5.3b: Relation entre  $k_D$  et  $\tau_c$  pour les deux modes de compactage

Nous pensons que la différence de tendance des courbes d'érosion peut être due à l'hétérogénéité des échantillons compactés par la dame Proctor (voir les résultats du paragraphe 2.2.3). En outre, les modes de compactage différents créent des structures du sol différentes, qui jouent un rôle dans la différence entre les courbes d'érosion.

En se basant sur l'ensemble des résultats, nous pouvons conclure que le mode de compactage joue un rôle peu important dans l'érosion du sol dans le cas où la masse volumique sèche ou la teneur en eau sont proche de l'optimale, ce qui est en accord avec la conclusion de Hanson et Robinson (1993). Mais dans le cas où la teneur en eau et la masse volumique sèche sont inférieures à l'optimale (du côté sec de la courbe de compactage), l'influence du mode de compactage est importante (voir le tableau 5.3 et les figures 5.2b et c). Nous trouvons qu'un sol compacté par la dame Proctor normal est plus résistant à l'érosion qu'un sol compacté par la presse hydraulique.

## 5. Influence de l'état de surface de l'échantillon

Afin d'étudier l'influence de l'état de la surface de l'échantillon soumise au jet sur les paramètres d'érosion, deux cas sont présentés dans ce paragraphe :

- la surface inférieure, c'est-à-dire celle qui se trouve au contact du moule lors du compactage ; pour l'essai de jet, l'échantillon est retourné et c'est la surface qui se trouvait à la partie inférieure lors du compactage qui est mise sous le jet d'eau :
- la surface supérieure, c'est-à-dire celle qui est arasée à la fin du compactage. Dans ce cas, c'est la surface arasée qui est soumise à l'action du jet.



(a) surface inférieure



(b) surface supérieure

Figure 5.4: Photo des surfaces de l'échantillon avec du limon

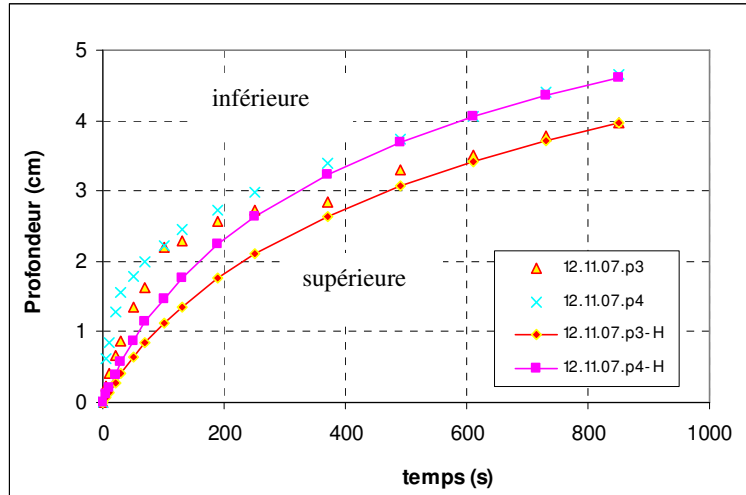
Nous avons effectué 6 paires d'essais, chaque paire étant préparée dans les mêmes conditions initiales sauf en ce qui concerne la surface de l'échantillon placée sous le jet. L'ensemble des résultats est présenté dans le tableau 5.4 et sur la figure 5.5 suivants:

Echantillon	Etat de Surface	w	$\rho_d$	t-immer	h-éro(5s)	h-éro max	Méthode de Hanson		Méthode de Géophysconsult		Pe (cm)	
		(%)	(g/cm <sup>3</sup> )	(min)	(cm)	(cm)	$k_D$ (cm <sup>3</sup> /N/s)	$\tau_c$ (Pa)	$k_D$ (cm <sup>3</sup> /N/s)	$\tau_c$ (Pa)	Hanson	Géophysconsult
12.11.05.p2	inférieure	17.11	1.674	10	1.32	4.62	4.21	14.01	4.32	14.32	6.01	5.89
12.11.07.p1	superieure	17.69	1.648	10	0.74	4.49	4.12	14.33	4.47	15.34	5.88	5.52
12.11.07.p3	superieure	17.68	1.657	0.5	0.23	3.96	2.89	13.82	3.45	15.94	6.08	5.32
12.11.07.p4	inférieure	17.47	1.669	0.5	0.63	4.66	4.17	13.28	4.46	14.01	6.30	6.01
13.01.04.p1	inférieure	18.20	1.720	10	0.01	1.61	0.90	26.51	1.06	29.15	3.00	2.63
13.01.04.p2	superieure	18.24	1.719	10	0.17	1.70	0.92	25.20	0.88	24.22	3.20	3.37
12.12.27.p1	inférieure	17.62	1.740	310	0.53	2.03	1.23	22.56	1.34	24.00	3.65	3.38
12.12.28.p1	superieure	18.06	1.715	310	1.39	3.17	3.67	22.34	5.03	23.96	3.71	3.41
12.12.28.a1	inférieure	17.78	1.733	870	1.22	2.54	1.88	21.74	2.44	24.86	3.81	3.24
12.12.29.a1	superieure	18.22	1.717	870	1.63	3.36	3.74	21.35	4.90	22.86	3.91	3.61
12.12.30.a1	inférieure	18.46	1.726	1450	1.83	3.32	3.87	21.55	3.97	21.67	3.85	3.82
13.01.04.a1	superieure	18.18	1.718	1450	1.38	3.16	3.33	21.63	4.07	22.99	3.86	3.59

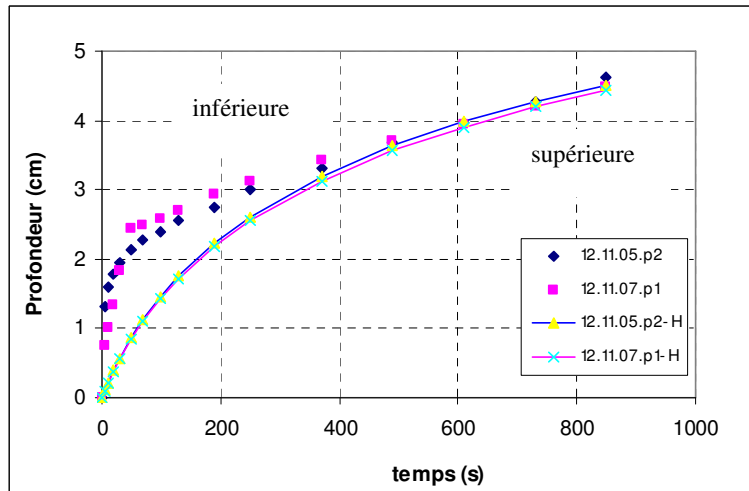
Tableau 5.4a: Influence de l'état de surface de l'échantillon avec du limon ( $h_{\text{éro max}}$  est la valeur mesurée au moment d'arrêt du jet).

Ech	Etat de surface	w	$\rho_d$	t-im	h-éro(5s)	h-éro max	Méthode de Hanson		Méthode de Géophysconsult		P <sub>c</sub> (cm)	
		(%)	(g/cm <sup>3</sup> )	(min)	(cm)	(cm)	$k_D$ (cm <sup>3</sup> /N/s)	$\tau_c$ (Pa)	$k_D$ (cm <sup>3</sup> /N/s)	$\tau_c$ (Pa)	Hanson	Géophysconsult
11.04.p1	inférieure	10.82	1.941	5	0.11	2.52	1.80	22.57	1.61	20.58	3.66	4.07
12.04.a	inférieure	11.39	1.940	5	0.06	2.53	1.68	22.29	1.84	24.12	3.79	3.45
13.04.a	inférieure	11.32	1.932	5	0.08	2.42	1.63	22.52	1.76	23.84	3.72	3.48
11.04.p2	supérieure	11.40	1.931	5	0.25	2.53	1.74	22.10	1.78	22.53	3.80	3.71
12.04.p	supérieure	11.07	1.927	5	0.03	2.04	1.18	24.18	1.28	24.87	3.42	3.31
13.04.p	supérieure	11.57	1.928	5	0.17	2.13	1.24	23.49	1.37	25.92	3.53	3.12

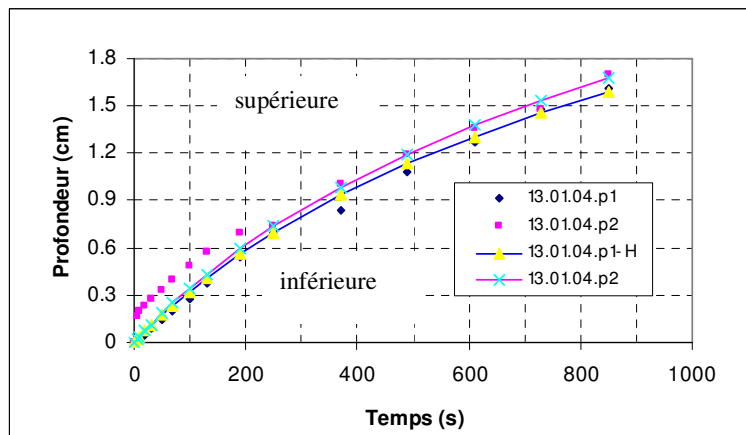
Tableau 5.4b: Influence de l'état de surface pour l'échantillon fabriqué avec le mélange Sable-kaolinite ( $h_{\text{éro max}}$  est la valeur mesurée au moment d'arrêt du jet).



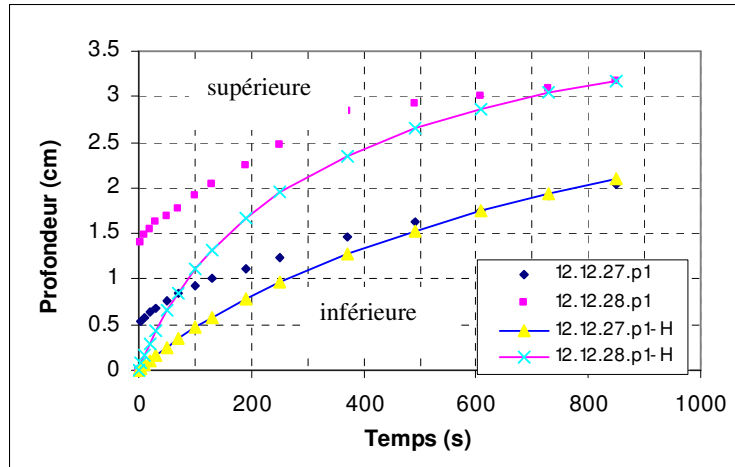
(a): Temps d'immersion préalable  $t_{immersion} = 0.5min$



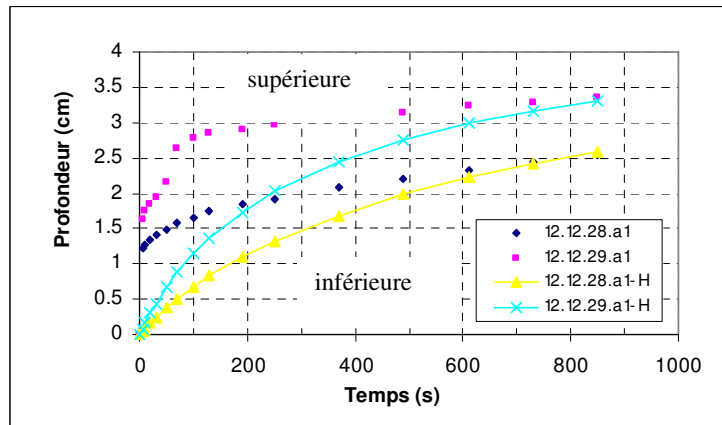
(b): Temps d'immersion préalable  $t_{immersion} = 10min$



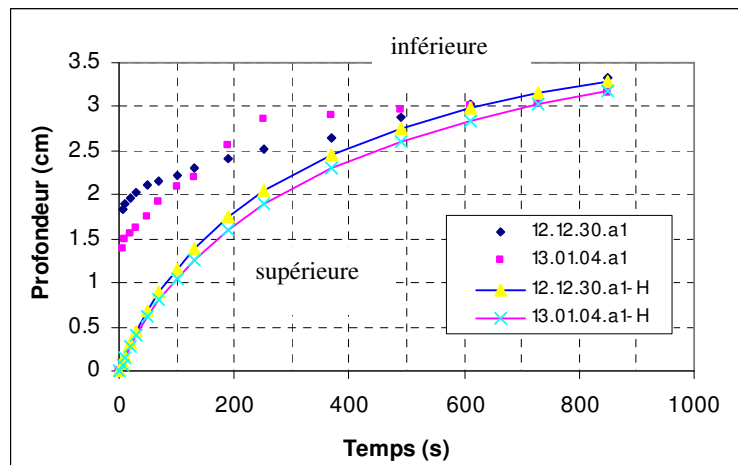
(c): Temps d'immersion préalable  $t_{immersion} = 10min$



(d): Temps d'immersion préalable  $t_{immersion} = 310min$



(e): Temps d'immersion préalable  $t_{immersion} = 870min$



(e): Temps d'immersion préalable  $t_{immersion} = 1450min$

Figure 5.5: Courbes d'érosion en fonction de la durée totale de jet

Pour la surface supérieure, l'arasement du sol en utilisant la règle à araser pourrait fermer ou ouvrir des pores à la surface et par conséquent faire diminuer ou augmenter la vitesse de pénétration de l'eau dans l'échantillon. Cela dépend de la façon d'utiliser la règle. En revanche, la surface inférieure n'est pas retouchée après retournement du moule. En outre, le mode de préparation crée des rugosités différentes qui influencent l'érosion (Römken et al., 2001; Rajaratnam et Mazurek, 2006).

Dans notre travail, pour les échantillons dont la masse volumique sèche est faible (moins que l'optimale,  $\rho_d \leq 1.6 \text{ g/cm}^3$ ), la surface inférieure est plus érodée que la surface supérieure. Pour les échantillons dont la masse volumique sèche est proche de l'optimale (que le temps d'immersion préalable soit long ou court), nous n'avons pas constaté d'influence considérable de la surface de l'échantillon sur les paramètres  $k_D$ ,  $\tau_c$  et la profondeur d'érosion d'équilibre  $P_e$ . Dans ce cas, la rugosité différente des deux surfaces ne semble pas avoir beaucoup d'influence. La remarque de Römken et al. (2001) et Rajaratnam et Mazurek (2006) conduirait, lors de la construction des ouvrages hydrauliques en terre, à traiter avec soin la surface du sol pour diminuer sa rugosité.

## 6. Influence du temps d'immersion préalable ( $t_{\text{immersion}}$ )

L'objectif de ce paragraphe est de répondre à la question suivante : la succion joue-t-elle un rôle important ou non sur l'érosion du sol ? c'est aussi d'étudier l'influence de la pénétration de l'eau dans l'échantillon sur les paramètres d'érosion du sol. Nous avons effectué des essais dans des conditions différentes : la masse volumique sèche est proche de l'optimale, et la teneur en eau est soit proche de l'optimale ( $w = 17\%$ ,  $18\%$ ), soit égale à  $w_{\text{OPN}} - 2\%$  ( $w = 15\%$ ) lorsque la masse volumique sèche est faible ( $\rho_d = 1.56 \text{ g/cm}^3$ ). Nous avons étudié la tendance de la relation entre les paramètres d'érosion et le temps d'immersion préalable pour les échantillons compactés par la dame Proctor normal. Nous avons trouvé que les deux méthodes d'interprétation (Hanson et Géophysconsult) donnaient des résultats similaires. C'est pourquoi nous nous sommes contentés de tracer les figures à partir des résultats déduits de la méthode de Hanson.

Nous avons effectué des essais avec des conditions initiales identiques, à l'exception du temps d'immersion préalable. Nous faisons l'hypothèse que la pénétration de l'eau dans l'échantillon, qui fait augmenter la teneur en eau du sol, conduit à la perte de sa cohésion capillaire initiale avec la diminution de la succion du sol. Les résultats des essais de pénétration présentés dans le chapitre 3 montrent que, lors de l'immersion de l'échantillon dans l'eau, la teneur en eau du sol change le long de l'échantillon. Le changement est net surtout dans le cas où le sol est lâche.

L'ensemble des résultats est présenté dans le tableau 5.5 et sur les figures 5.7 et 5.8. Ces résultats montrent que, pour les échantillons compactés par la presse hydraulique dans un état proche de l'optimal, le coefficient d'érosion  $k_D$  augmente de façon exponentielle avec le temps d'immersion préalable (figures 5.7a, b) tandis que  $\tau_c$  présente une variation de forme parabolique. Nous voyons que la contrainte de cisaillement critique augmente légèrement et atteint une valeur maximale pour un temps d'immersion préalable de 24 h et ensuite, elle diminue (figures 5.7a, b). En revanche, la profondeur d'érosion d'équilibre  $P_e$



diminue légèrement avec le temps d'immersion préalable, puis augmente après avoir atteint une valeur minimale (figures 5.8a, b).

Pour les échantillons compactés par la dame Proctor normal, la contrainte de cisaillement critique  $\tau_c$  diminue, le coefficient d'érosion  $k_D$  et la profondeur d'érosion d'équilibre  $P_e$  augmentent assez rapidement lorsque le temps d'immersion passe de 0 à 300 minutes, puis  $\tau_c$  diminue,  $k_D$  et  $P_e$  augmentent légèrement avec le temps d'immersion (figures 5.7c et 5.8c).

Pour les échantillons dont la masse volumique sèche est faible (figures 5.7d et 5.8d),  $k_D$  et  $P_e$  augmentent et  $\tau_c$  diminue lorsque le temps d'immersion préalable augmente. Surtout pour  $P_e$ , nous constatons une augmentation forte dès que l'échantillon est immergé dans l'eau.

Echantillon	w	$\rho_d$	$t_{\text{immersion}}$	Erosion max (mesurée)	Méthode de Hanson		Méthode de Géophysconsult		Pe (cm)	
	(%)	(g/cm <sup>3</sup> )	(min)	(cm)	$k_D$ (cm <sup>3</sup> /N/s)	$\tau_c$ (Pa)	$k_D$ (cm <sup>3</sup> /N/s)	$\tau_c$ (Pa)	Hanson	Géophys consult
12.11.15.p1	17.48	1.706	10	3.44	2.186	16.109	2.308	17.399	5.26	4.87
12.12.06.a1	17.79	1.699	960.27	3.31	3.599	20.646	3.823	21.086	4.01	3.92
12.12.07.p1	17.91	1.697	1450	3.66	3.873	18.784	3.720	18.454	4.50	4.59
12.12.10.a1	17.47	1.704	3920	4.93	4.742	12.379	4.983	12.889	6.64	6.41
12.11.13.p2	16.79	1.699	10	3.55	2.427	16.333	2.627	16.161	5.16	5.22
13.07.22.p3	16.66	1.711	30	3.36	2.806	18.174	2.801	18.151	4.65	4.65
13.07.22.p2	17.10	1.700	62	3.47	2.652	17.522	2.702	17.752	4.85	4.79
12.12.10.p1	16.83	1.699	540	3.70	3.521	17.640	3.899	18.620	4.78	4.52
12.12.14.a1	16.51	1.705	850	3.63	3.064	17.930	3.587	19.426	4.73	4.34
12.11.29.p1	16.55	1.703	1450	3.52	3.551	19.340	3.211	18.247	4.37	4.64
12.12.13.a1	16.94	1.698	3683	5.27	5.976	12.539	5.866	12.380	6.62	6.69
12.11.19.p3	14.71	1.701	10	4.78	3.115	10.156	3.466	11.681	7.85	6.98
12.12.01.a1	15.05	1.696	1030	4.10	3.838	16.684	4.684	18.824	5.06	4.47
12.12.03.p1	14.85	1.699	1450	3.87	3.930	18.065	4.456	19.266	4.69	4.38
13.01.04.p1	18.20	1.720	10	1.61	0.897	26.507	1.060	29.152	3.00	2.63
13.01.04.p2	18.24	1.719	10	1.70	0.920	25.204	0.880	24.218	3.20	3.37
12.12.27.p1	17.62	1.740	310	2.03	1.233	22.557	1.337	24.000	3.65	3.38
12.12.28.p1	18.06	1.715	310	3.17	3.672	22.341	5.026	23.959	3.71	3.41
12.12.28.a1	17.78	1.733	870	2.54	1.876	21.741	2.443	24.855	3.81	3.24
12.12.29.a1	18.22	1.717	870	3.36	3.742	21.352	4.902	22.861	3.91	3.61
12.12.30.a1	18.46	1.726	1450	3.32	3.870	21.555	3.965	21.669	3.85	3.82
13.01.04.a1	18.18	1.718	1450	3.16	3.330	21.630	4.070	22.994	3.86	3.59
1204a	17.68	1.56	120	9.34	16.338	6.411	16.487	6.454	11.34	11.28
2303	17.64	1.572	5	7.45	14.726	9.728	10.507	8.357	8.26	9.31

Tableau 5.5: Influence du temps d'immersion préalable (les cellules jaunes représentent les échantillons compactés par la dame Proctor normal).

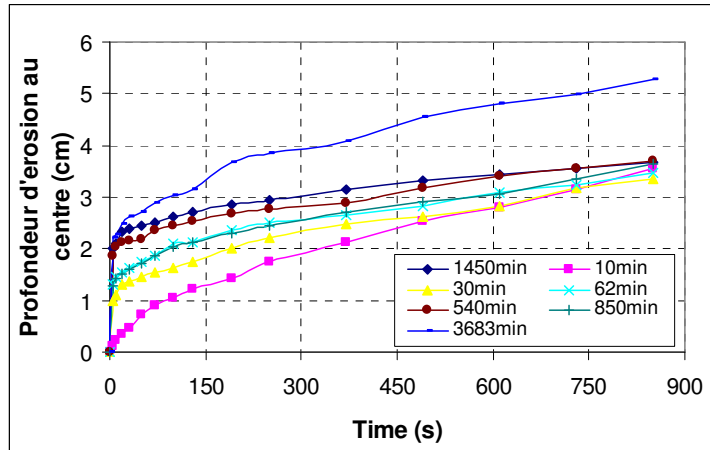


Figure 5.6: Evolution de l'érosion au centre de l'échantillon en fonction de la durée d'application du jet pour plusieurs temps d'immersion préalable ( $w \approx 17\%$ ,  $\rho_d \approx 1.7 \text{ g/cm}^3$ )

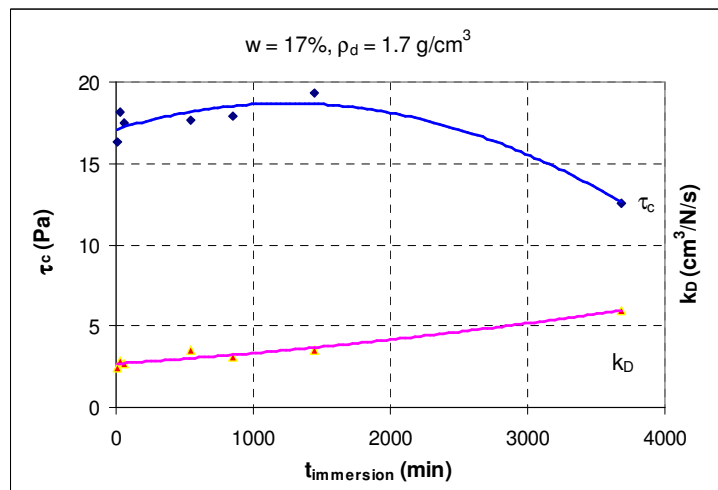


Figure 5.7a: Corrélation entre  $k_D$ ,  $\tau_c$  et  $t_{immersion}$  (selon la méthode de Hanson)

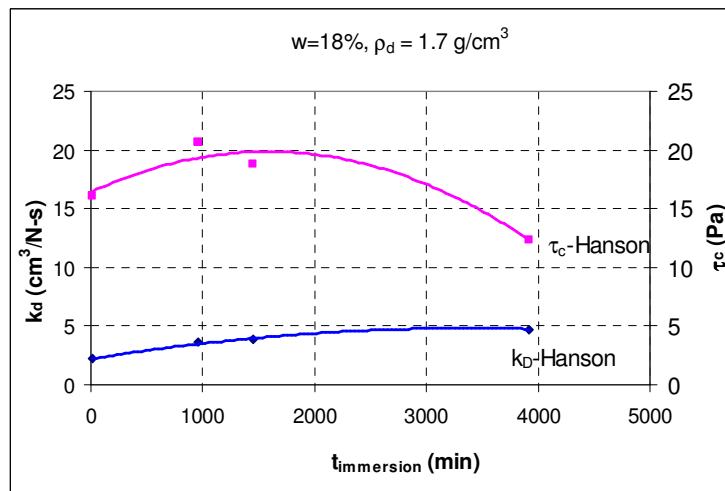


Figure 5.7b: Corrélation entre  $k_D$ ,  $\tau_c$  et  $t_{immersion}$  (Selon la méthode de Hanson)

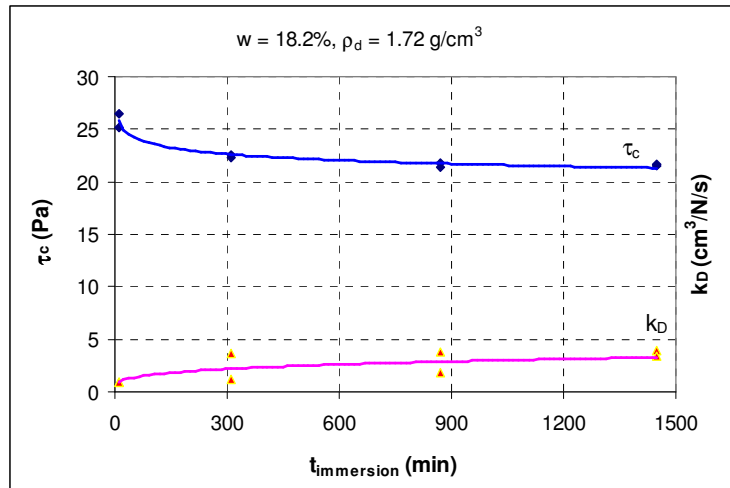


Figure 5.7c: Corrélation entre  $k_D$ ,  $\tau_c$  et  $t_{immersion}$  (Selon la méthode de Hanson)

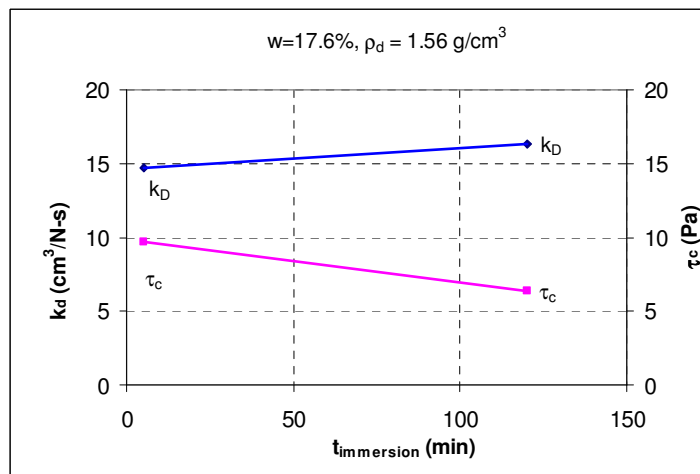


Figure 5.7d: Corrélation entre  $k_D$ ,  $\tau_c$  et  $t_{immersion}$  (Selon la méthode de Hanson)

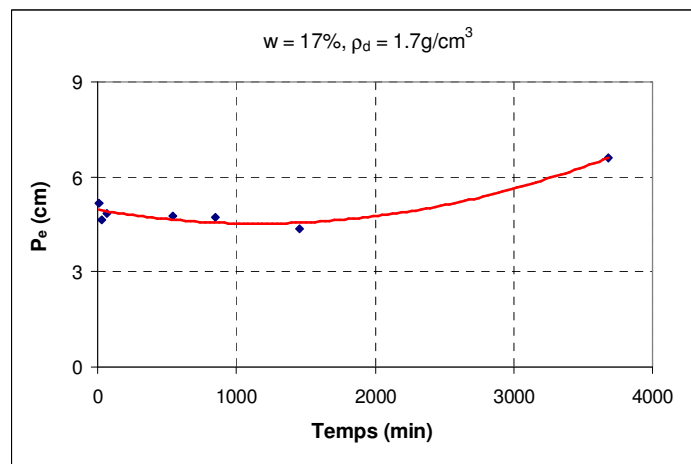


Figure 5.8a: Corrélation entre la profondeur d'érosion d'équilibre et  $t_{immersion}$  (Selon la méthode de Hanson)

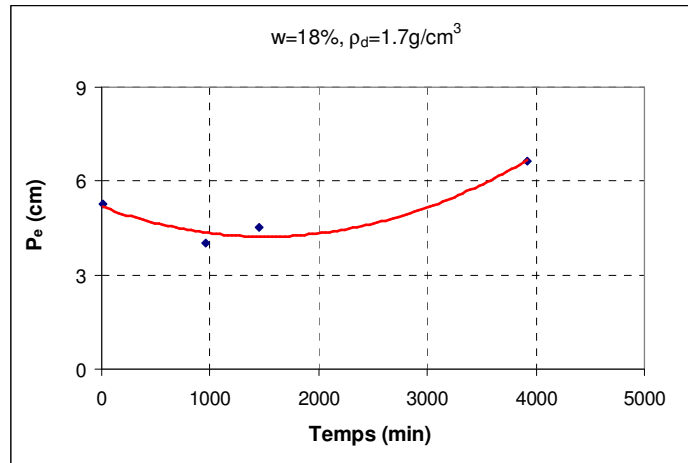


Figure 5.8b: Corrélation entre la profondeur d'érosion d'équilibre et  $t_{immersion}$

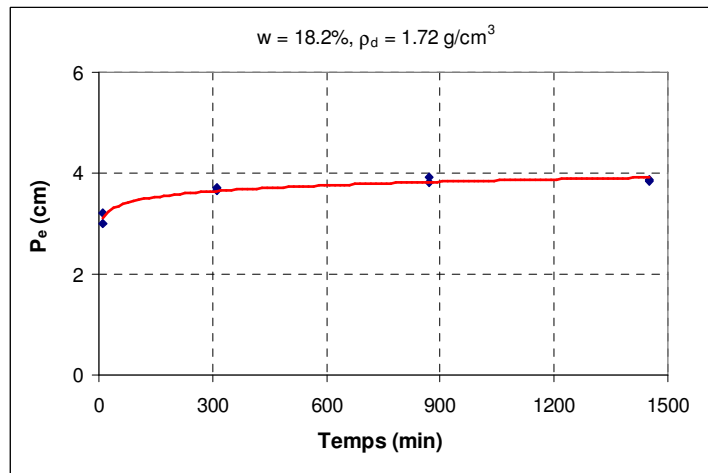


Figure 5.8c: Corrélation entre la profondeur d'érosion d'équilibre et  $t_{immersion}$

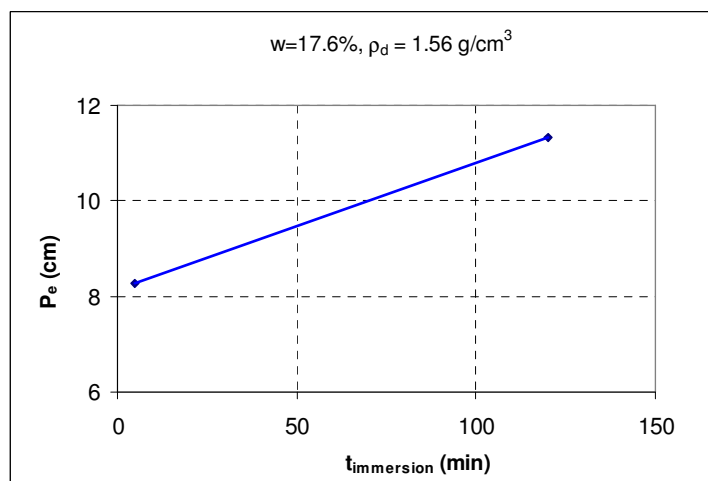


Figure 5.8d: Corrélation entre la profondeur d'érosion d'équilibre et  $t_{immersion}$  (Selon la méthode de Hanson)

### Analyse des résultats:

Comme nous l'avons vu dans le chapitre 3, lorsque le temps d'immersion passe de 0 à 1450 minutes (soit 1 jour), pour les échantillons dont la densité sèche et la teneur en eau sont proches de l'optimale ( $\rho_d \approx 1.7 \text{ g/cm}^3$ ;  $w \approx 17\%$ ), nous observons que l'évolution de la teneur en eau lors de l'immersion de l'échantillon est lente, d'autant plus que la teneur en eau initiale est élevée. Pour  $w = 20\%$ , la teneur en eau ne varie presque pas lorsque le temps d'immersion augmente (figures 3.4a, b, c, d, e, f dans le chapitre 3) dans la zone où la profondeur est supérieure à 3cm. En revanche, lorsque le sol est lâche ( $\rho_d \leq 1.6 \text{ g/cm}^3$ ), l'évolution de la teneur en eau est rapide lors de l'immersion de l'échantillon dans l'eau (figures 3.5a, b, c, d, e, f dans le chapitre 3).

Sur la base des courbes de drainage-humidification établies par Souli et al. (2011, cité par Fleureau et al., 2011c) sur le limon compacté à l'OPN et à 75% de la densité OPN (figures 5.9a et 5.9b), nous trouvons que la succion diminue avec l'augmentation de la teneur en eau. Nous pouvons en déduire des valeurs de la succion correspondant à l'évolution de la teneur en eau en fonction du temps d'immersion préalable. Lorsque la teneur en eau est stable, la succion ne varie plus (figures 5.10a, b, c, d ci-dessous).

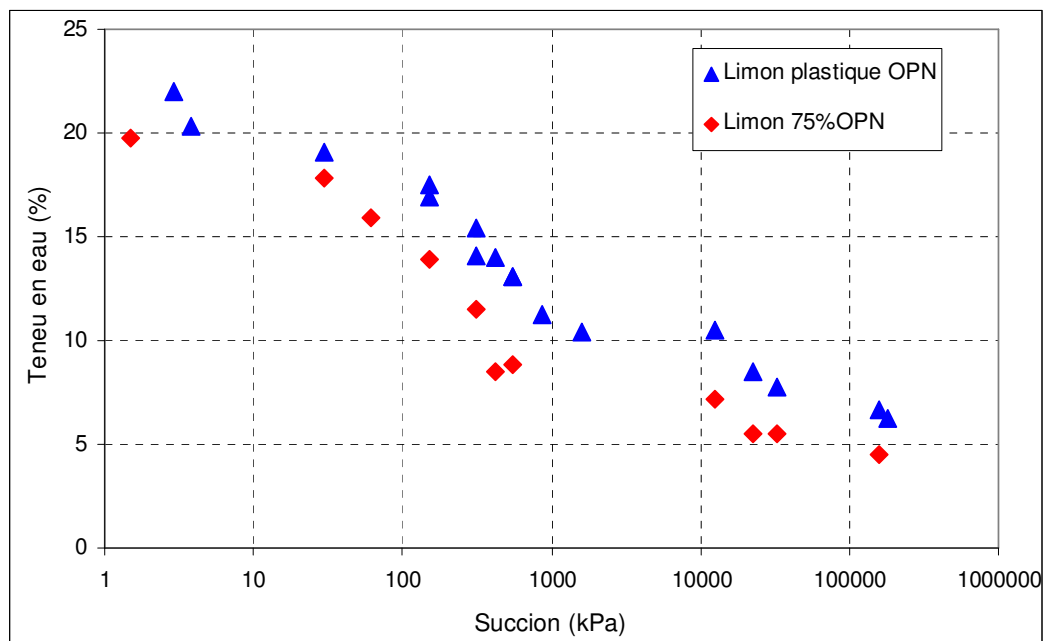


Figure 5.9a: Relation entre la teneur en eau et la succion (Souli, 2011, cité par Fleureau et al., 2011c)

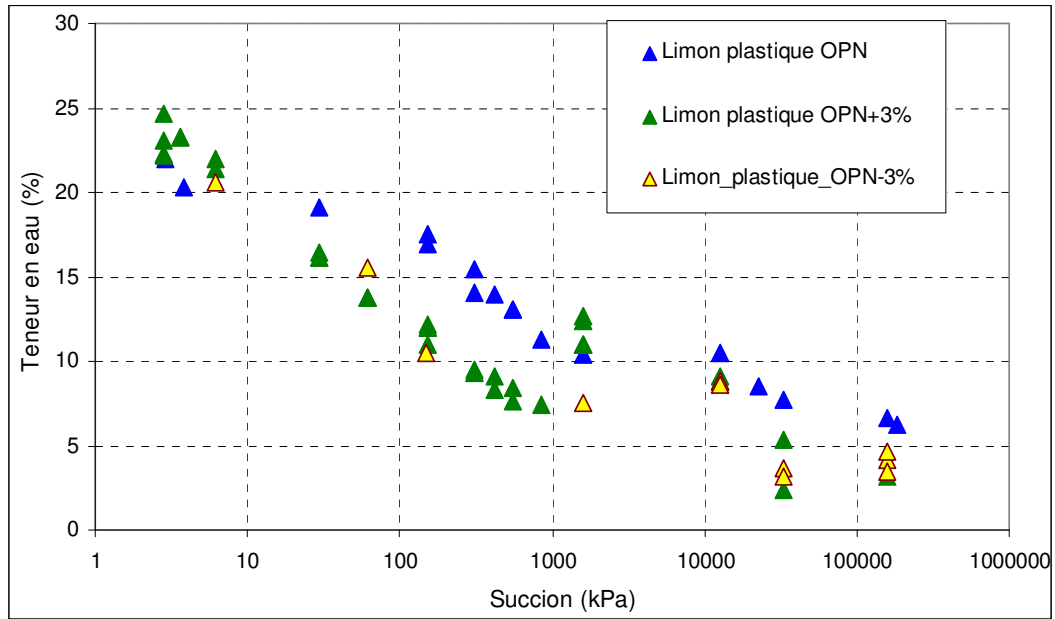


Figure 5.9b: Relation entre la teneur en eau et la succion (Souli, 2011, cité par Fleureau et al., 2011c)

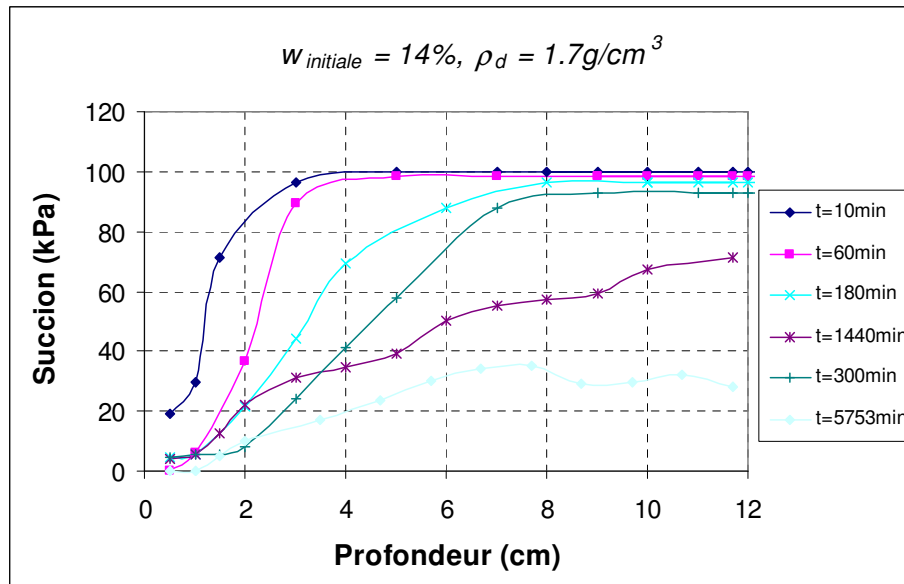


Figure 5.10a: Suction en fonction du temps d'immersion ( $w=14\%$ ,  $\rho_d=1.7 \text{ g/cm}^3$ )

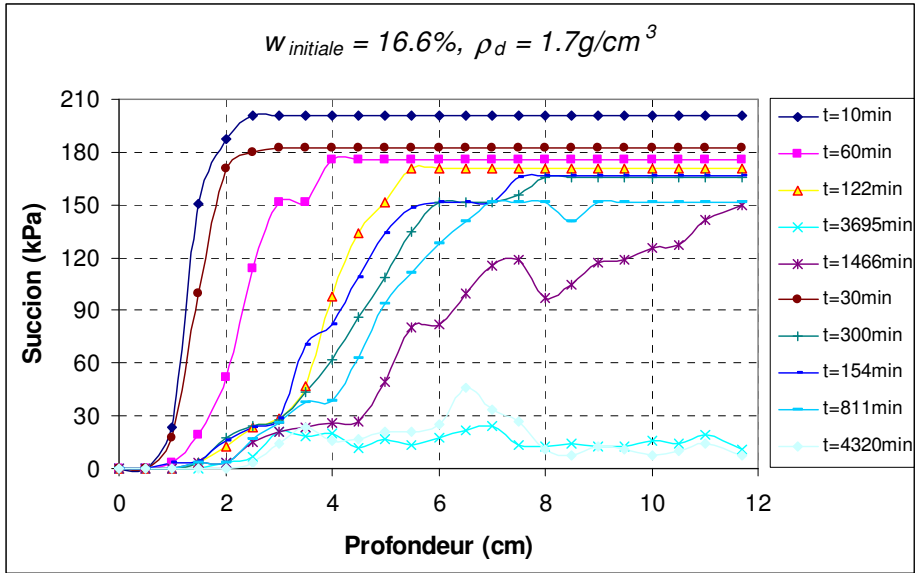


Figure 5.10b: Succion en fonction du temps d'immersion ( $w=17\%$ ,  $\rho_d=1.7\text{ g/cm}^3$ )

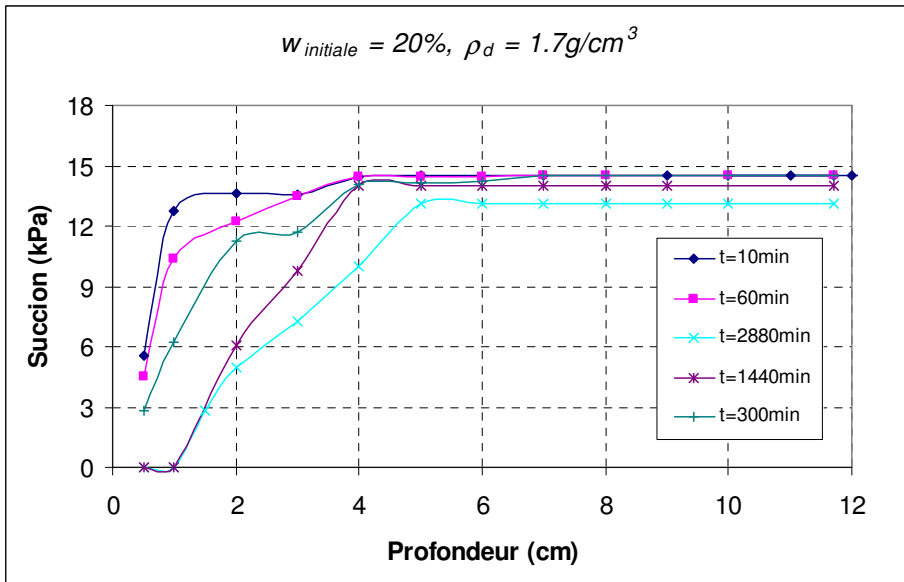


Figure 5.10c: Succion en fonction du temps d'immersion ( $w=20\%$ ,  $\rho_d=1.7\text{ g/cm}^3$ )

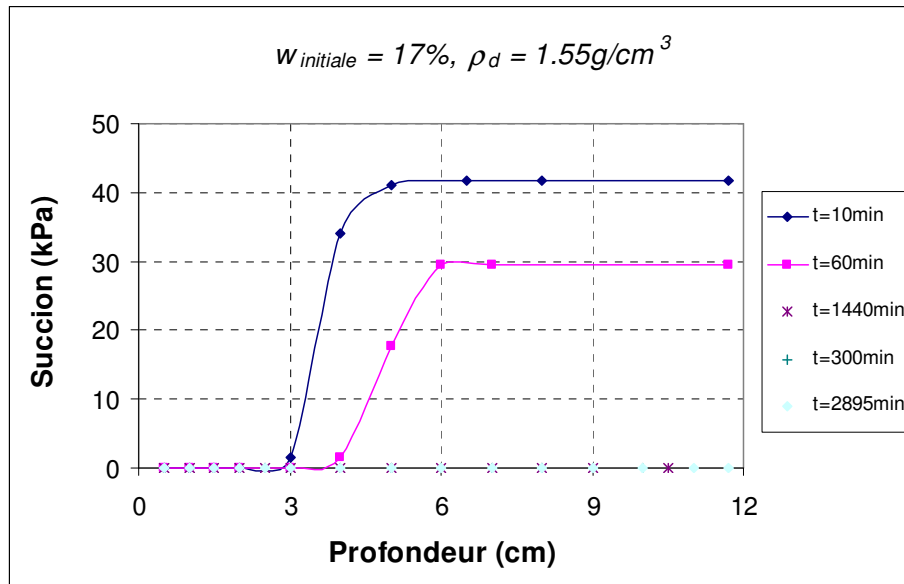


Figure 5.10d: Succion en fonction du temps d'immersion ( $w=17\%, \rho_d=1.55 \text{ g/cm}^3$ )

Nous constatons que, pour un échantillon compacté dans un état étant proche de l'OPN (figures 5.10a, b, c), la succion varie lentement lorsque le temps d'immersion passe de 0 à 24 h (1440 minutes), d'autant plus que la teneur en eau initiale est élevée (figure 5.10c). En revanche, plus la teneur en eau initiale est faible, plus la succion varie rapidement (figure 5.10a). En observant le tableau 5.3 nous remarquons que, pour les échantillons préparés à l' optimum, la profondeur d'érosion d'équilibre atteint une valeur approximative de 4 cm lorsque le temps d'immersion préalable passe de 0 à 1440 minutes. En comparant ce résultat à ceux de la figure 5.10b, nous constatons que la succion varie de façon assez sensible (elle diminue de 200 kPa à 35 kPa). Pour un échantillon compacté à faible masse volumique sèche, la succion diminue très rapidement du fait de la pénétration de l'eau, même si le temps d'immersion est court ; la succion atteint zéro lorsque le temps d'immersion est de 300 minutes.

Nous pouvons conclure que la succion ne joue pas un rôle significatif dans l'érosion du sol, sauf dans le cas où la masse volumique sèche est faible, ce qui est en accord avec la conclusion du paragraphe 4 du chapitre 4.

Par ailleurs, nous avons constaté que, les courbes d'érosion théoriques déterminées selon les deux méthodes de Hanson et Géophyconsult ne sont pas vraiment en accord avec les courbes expérimentales. L'écart est de plus en plus clair quand le temps d'immersion préalable augmente ou lorsque la masse volumique sèche est faible ( $\rho_d \leq 1.6 \text{ g/cm}^3$ ). (voir l'annexe C).

Nous nous intéressons aux premières valeurs de la courbe de profondeur d'érosion en fonction du temps. lorsque l'échantillon est plongé dans l'eau sous une dizaine de centimètres de charge: les premières profondeurs sont élevées grâce la diminution de la



succion. Cela est aussi observé dans des échantillons lâches mais pour un temps d'immersion de 10 minutes ou plus. Dans ce cas, l'infiltration fait augmenter la teneur en eau avec le temps d'immersion. L'augmentation de  $w$  entraîne une diminution de la succion ou de l'attraction entre les grains du sol. A la surface de l'échantillon, en contact direct avec l'eau, la succion peut diminuer jusqu'à 0.

Pour résoudre ce problème, nous avons essayé de proposer une nouvelle méthode d'interprétation qui sera présentée dans le chapitre 6.

## 7. Influence de la charge hydraulique appliquée sur le jet ( $h_1$ )

L'étude porte sur l'influence de la charge hydraulique sur les deux paramètres d'érosion ( $k_D$  et  $\tau_c$ ) et la profondeur d'érosion d'équilibre ( $P_e$ ). L'ensemble des résultats est présenté dans le tableau 5.6 et les figures 5.10 à 5.12. Le schéma indiquant ce que représentent  $h_1$ ,  $h_2$ , et  $h_3$  est présenté sur la figure 4.1 du chapitre 4.

Les résultats montrent que le coefficient d'érosion et la profondeur d'équilibre augmentent avec la charge hydraulique (figures 5.10 et 5.12) tandis que la contrainte de cisaillement est quasi constante (figure 5.11). Sur la figure 5.12, nous trouvons que la distance entre l'orifice du jet et la surface de l'échantillon ( $h_3$ ) joue un rôle dans l'influence de la charge hydraulique sur la profondeur d'érosion d'équilibre  $P_e$  : plus  $h_3$  est faible, plus l'influence de  $h_1$  est forte.

Selon l'équation (21) et le théorème de Bernoulli ( $U_0 = \sqrt{2 \cdot g \cdot h_1}$ ), l'augmentation de la charge hydraulique  $h_1$  conduit à augmenter la vitesse  $U_0$  du jet à l'orifice ainsi que la contrainte de cisaillement hydraulique ( $\tau = C_f \cdot \rho \cdot U^2$ ,  $U = \frac{J_p}{J} U_0$ ). On constate que cela fait augmenter le taux d'érosion, le coefficient d'érosion  $k_D$  et la profondeur d'équilibre  $P_e$ . Cette observation est en accord avec les conclusions des travaux précédents (Chapuis, 1986a ; Briaud et al., 2001 ; Sekine et Nashimore, 2008 ; Briaud, 2008).

En fait, la contrainte de cisaillement critique dépend des propriétés géotechniques du sol. L'augmentation de la charge hydraulique conduit à l'augmentation de la vitesse du jet à l'orifice mais ne change pas le comportement du sol, donc la charge hydraulique n'influe pas sur la contrainte de cisaillement critique. Toutefois, sur la figure 5.13, nous constatons que la contrainte de cisaillement critique augmente avec  $h_1$  lorsque  $h_3$  augmente. Pour les tests sous faible charge hydraulique ( $h_1 = 82$  cm ;  $h_2 = h_3 + 5$  cm), nous avons observé que le phénomène d'érosion se produit petit à petit par l'arrachement des particules du sol lorsque  $h_3$  augmente, ce qui conduit à diminuer la contrainte de cisaillement hydraulique. En revanche, sous une forte charge hydraulique, l'érosion se produit par l'arrachement des agrégats du sol.  $h_1$  et  $h_3$  sont des facteurs qui influent sur la forme du cône d'érosion (Mazurek, 2001 ; Mazurek et Rajaratnam, 2001), ce qui signifie que la forme du cône d'érosion influe aussi sur les paramètres d'érosion. D'autre part, à côté de la charge hydraulique, la pénétration de l'eau dans l'échantillon est un facteur qui modifie les paramètres d'érosion dans le cas d'une faible charge hydraulique (dans notre travail, le domaine de variation de  $h_2$  n'est pas suffisamment large pour mettre en évidence une

influence remarquable de  $h_2$ ). En revanche, dans le cas d'une forte charge hydraulique, la charge hydraulique appliquée est un facteur prépondérant qui influe sur les paramètres d'érosion.

Ceci est confirmé par la figure 5.13 qui montre que, plus la charge hydraulique est forte, plus l'influence de la distance entre l'orifice du jet et la surface de l'échantillon est faible.

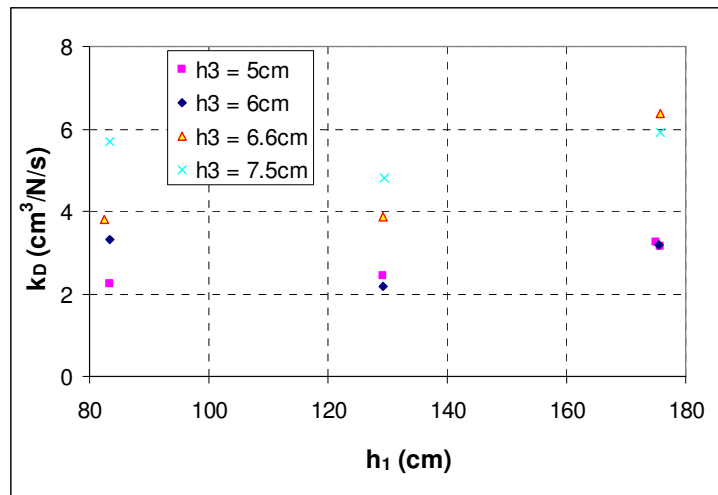


Figure 5.10: Coefficient d'érosion en fonction de la charge hydraulique ( $h_2=h_3+5$ cm)

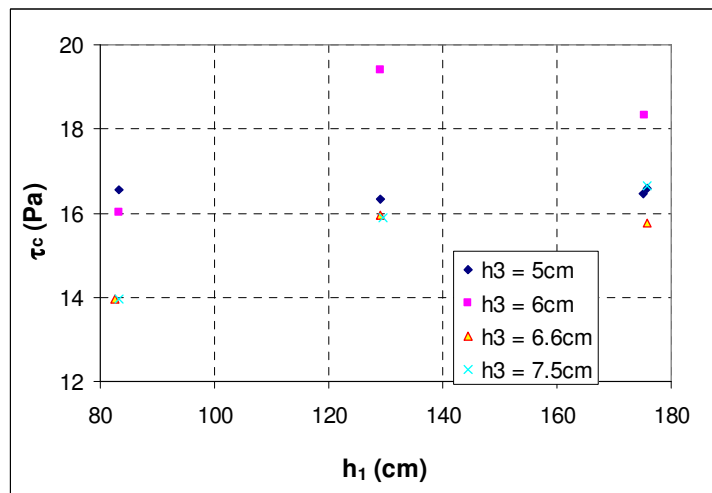


Figure 5.11: Contrainte de cisaillement critique en fonction de la charge hydraulique ( $h_2=h_3+5$ cm)

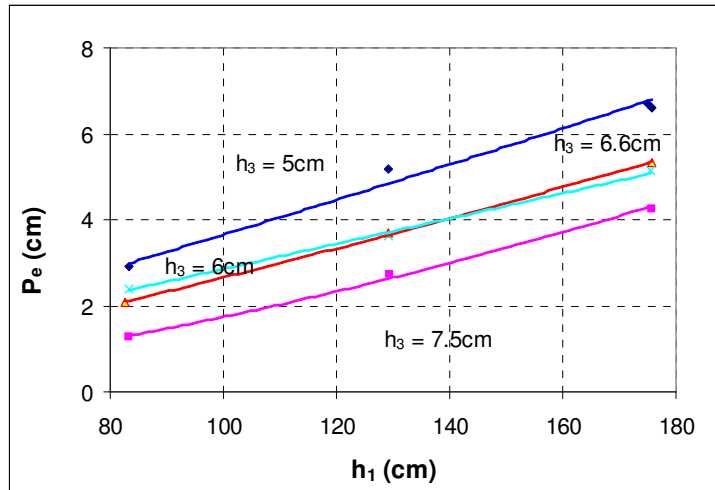


Figure 5.12: Profondeur d'érosion d'équilibre en fonction de la charge hydraulique ( $h_2=h_3+5\text{cm}$ )

L'influence de la charge hydraulique sur les paramètres d'érosion pose la question de la validité de la loi d'érosion proposée par Hanson et Cook (2004) (équation (1)). Selon Dao et al. (2012) et Fleureau (communication personnelle en 2013), le changement du coefficient d'érosion avec la charge hydraulique prouve que l'équation (1) n'est plus valable. Toutefois, nous pensons que le coefficient d'érosion est considéré comme la vitesse d'érosion, donc il dépend non seulement des propriétés géotechniques du sol mais aussi de la charge hydraulique appliquée. Ainsi, l'augmentation du coefficient d'érosion avec la charge hydraulique est raisonnable. La contrainte de cisaillement critique ne varie presque pas, donc l'augmentation de la profondeur d'érosion avec la charge hydraulique appliquée est due à l'augmentation du coefficient d'érosion. Ces résultats sont en accord avec la classification de l'érodabilité des sols proposée par Briaud (2008), qui indique que l'augmentation de la charge hydraulique appliquée fait changer la classification de l'érodabilité des sols de moins érodé à plus érodé. Donc nous pensons que la loi d'érosion est alors validée, quelle que soit la charge hydraulique.

Echantillon	E-Surface	w (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	h <sub>1</sub> (cm)	h <sub>2</sub> (cm)	h <sub>3</sub> (cm)	h- éro(5s) (cm)	h-éro max (cm)	Méthode de Hanson		Méthode de Géophyconsult		Pe (cm)	
									k <sub>D</sub> (cm <sup>3</sup> /N/s)	$\tau_c$ (Pa)	k <sub>D</sub> (cm <sup>3</sup> /N/s)	$\tau_c$ (Pa)	Hanson	Géophyconsult
13.10.23.a1	inferieure	17.53	1.680	175.80	9.95	5.15	1.07	4.78	3.14	16.59	3.05	15.93	6.61	6.86
13.10.23.p1	inferieure	17.35	1.698	175.10	9.90	5.10	0.31	4.81	3.26	16.47	3.27	16.01	6.69	6.85
12.11.13.p2	inferieure	16.79	1.699	129.16	10.00	5.00	0.13	3.55	2.43	16.33	2.63	16.16	5.16	5.22
13.07.05.a1	inferieure	17.36	1.696	83.29	9.90	5.20	0.12	1.87	2.24	16.55	2.20	16.33	2.91	2.96
13.07.05.p1	inferieure	17.40	1.697	83.29	10.55	5.85	0.33	1.73	3.31	16.02	3.31	15.71	2.39	2.47
13.07.11.p1	inferieure	17.05	1.702	129.16	10.60	5.70	0.47	2.37	2.19	19.39	2.13	19.07	3.63	3.71
13.10.25.p2	inferieure	17.62	1.696	175.45	10.75	6.05	1.01	3.72	3.18	18.31	3.32	18.80	5.14	4.99
13.10.28.p2	inferieure	17.23	1.697	175.80	11.45	6.75	1.37	4.50	6.39	15.76	4.91	13.73	5.32	6.18
13.07.11.p2	inferieure	17.26	1.698	129.16	11.50	6.60	0.30	2.91	3.86	15.96	4.43	16.24	3.68	3.59
13.07.05.p3	inferieure	17.40	1.697	82.57	11.40	6.70	0.30	1.46	3.81	13.97	2.83	12.32	2.09	2.66
13.07.04.p1	inferieure	17.26	1.698	83.29	12.25	7.55	0.19	1.04	5.70	13.95	4.30	13.22	1.28	1.52
13.07.12.p1	inferieure	17.09	1.702	129.52	12.50	7.60	0.28	2.18	4.81	15.90	4.97	16.11	2.71	2.65
13.10.29.p1	inferieure	17.28	1.696	175.80	12.20	7.50	0.71	3.52	5.92	16.66	7.03	17.38	4.24	4.00

Tableau 5.6: Influence de la charge hydraulique (h-éro max est la profondeur mesurée au moment de l'arrêt du jet)

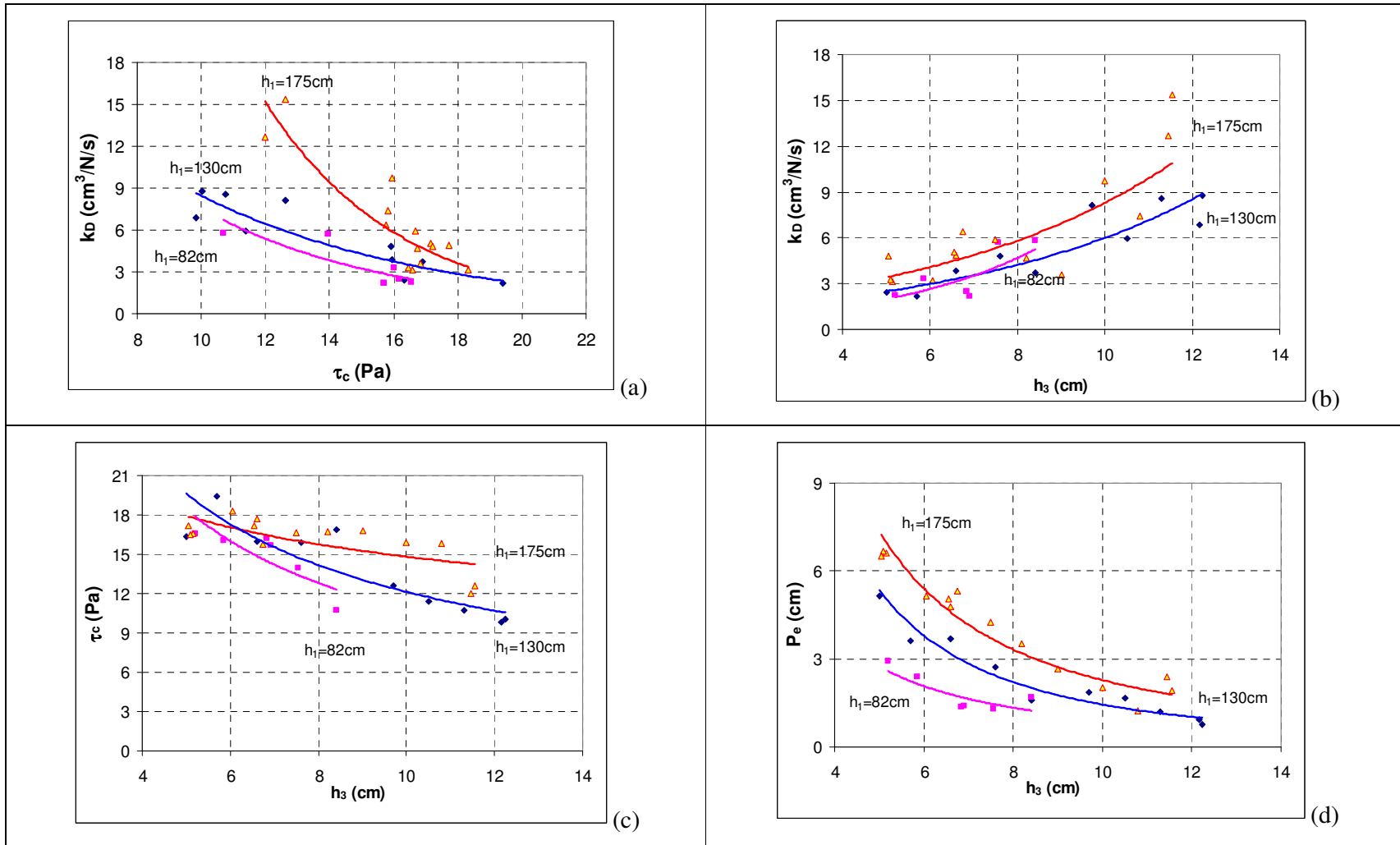


Figure 5.13: (a) Relation entre  $k_D$  et  $\tau_c$ ; (b, c, d) Relation entre les paramètres d'érosion et  $h_3$ ,  $h_1$  ( $h_2 \approx h_3 + 5$ cm)

## 8. Influence de la profondeur d'immersion ( $h_2$ ) et de la distance entre l'orifice du jet et la surface de l'échantillon ( $h_3$ )

### 8.1. Influence de $h_2$ ( $h_3 = \text{constante}$ ).

Afin d'étudier l'influence de la pénétration de l'eau dans l'échantillon via le changement de  $h_2$  lorsque  $h_3$  est constante, les échantillons ont été préparés à l'état optimal et soumis à une charge hydraulique  $h_1 \approx 130$  cm. Nous constatons sur les figures 5.14 et 5.15 que la contrainte de cisaillement critique augmente légèrement avec  $h_2$ , tandis que le coefficient d'érosion et la profondeur d'érosion d'équilibre diminuent légèrement avec l'augmentation de  $h_2$ . Ces résultats conduisent à un paradoxe apparent parce que, lorsque  $h_2$  augmente, la pénétration de l'eau dans l'échantillon devrait augmenter, ce qui donnerait normalement lieu à une augmentation de la teneur en eau et à une diminution de l'attraction entre les particules de sol (Fleureau et al., 1994, 2002, 2012c). Par conséquent, on devrait observer une augmentation de la profondeur d'érosion d'équilibre avec  $h_2$ , ce qui est le contraire de ce qu'on observe. Cependant, la principale force motrice de la pénétration de l'eau dans le sol, dans ce cas, est la succion initiale du sol, qui est très grande par rapport à la charge hydraulique externe, autour de 10 m par rapport à 10 à 15 cm. C'est ce qui explique que le changement de quelques cm de  $h_2$  n'ait pratiquement aucun effet sur la profondeur d'érosion. Dans la petite gamme de  $h_2$  étudiée, on peut conclure que la profondeur d'immersion de l'échantillon dans l'eau est négligeable dans le cas d'une forte charge hydraulique ; elle ne joue un rôle significatif que dans le cas d'une faible charge hydraulique.

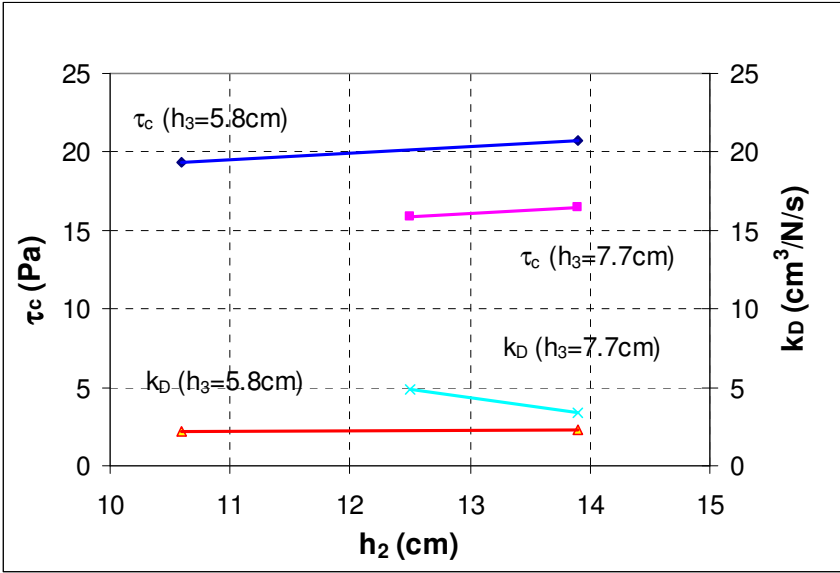


Figure 5.14: Relation entre  $k_D$ ,  $\tau_c$  et  $h_2$

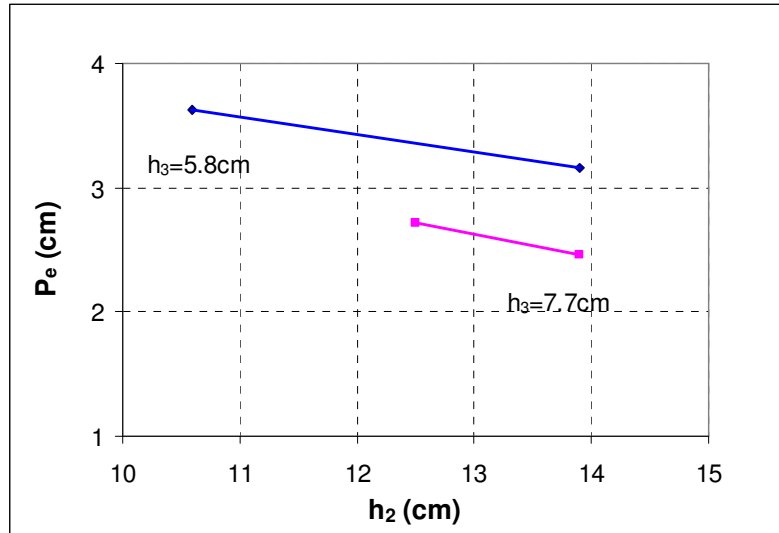


Figure 5.15: Relation entre la profondeur d'érosion d'équilibre et  $h_2$

## 8.2. Influence de $h_3$

### 8.2.1. Influence de $h_3$ ( $h_2 = \text{constante}$ ).

Pour tous ces essais, la surface soumise au jet est la surface inférieure. Le temps d'immersion est environ de 10 minutes,  $h_2 \approx 13,9$  cm,  $h_1 \approx 132$  cm, les trois échantillons sont compactés dans un état proche de l'optimal ( $\rho_d \approx 1.7$  g/cm<sup>3</sup>,  $w \approx 17\%$ ). La synthèse des résultats obtenus est présentée dans le tableau 5.7 et sur les figures 1.15a, 1.15b.

Nous constatons sur la figure 1.15 que la profondeur d'érosion d'équilibre et la contrainte de cisaillement critique diminuent avec l'augmentation de  $h_3$  tandis que le coefficient d'érosion augmente légèrement avec  $h_3$ . La profondeur d'érosion diminue avec  $h_3$  (figure 1.15b) car l'augmentation de  $h_3$  conduit à diminuer la vitesse de l'écoulement et par conséquent la contrainte de cisaillement hydraulique à la surface de l'échantillon, ce qui diminue la profondeur d'érosion.

En fait, comme toutes les conditions sont les mêmes, à l'exception de  $h_3$ , le coefficient d'érosion devrait diminuer lorsque  $h_3$  augmente et la contrainte de cisaillement critique ne devrait pas varier. Toutefois, les relations entre  $k_D$ ,  $\tau_c$  et  $h_3$  sont contradictoires. Il est donc difficile d'expliquer ces résultats, sauf que la pénétration de l'eau joue un rôle dans ce cas comme nous avons noté au paragraphe 7. Il est également possible que le changement de  $h_3$  soit insuffisant pour que nous voyions clairement une tendance.

Echantillon	$h_3$ (cm)	h- éro(5s)	h-éro max	Méthode de Hanson		Méthode de Géophyconsult		$P_e$ (cm)		$S_r$ (%)
13.05.24.p1	5.9	0.17	2.18	2.32	20.77	2.44	21.4	3.16	3.03	78.13
13.05.25.p1	7.7	0.05	1.73	3.33	16.43	3.97	17.77	2.46	2.07	77.83
13.05.27.p3	7	0.13	1.67	2.38	18.12	2.75	19.4	2.73	2.4	78.02

Tableau 5.7: Influence de  $h_3$  (h-éro max est la profondeur d'érosion mesurée au moment de l'arrêt du jet)

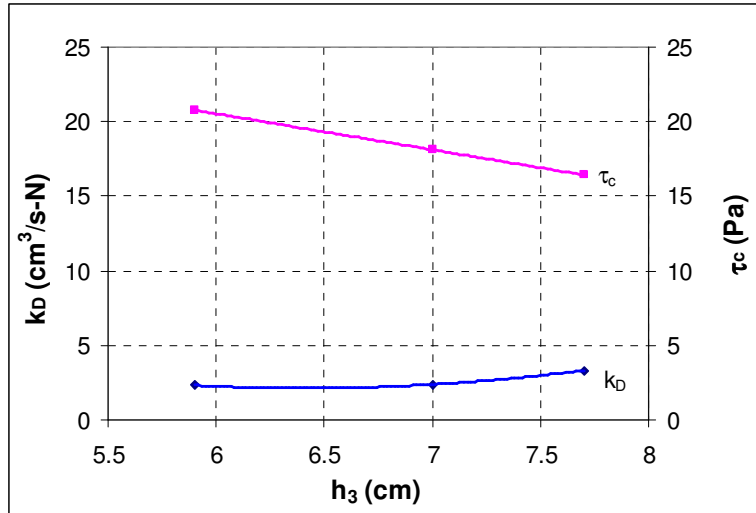


Figure 5.16a: Contrainte de cisaillement ( $\tau_c$ ) et coefficient d'érosion ( $k_D$ ) en fonction de  $h_3$

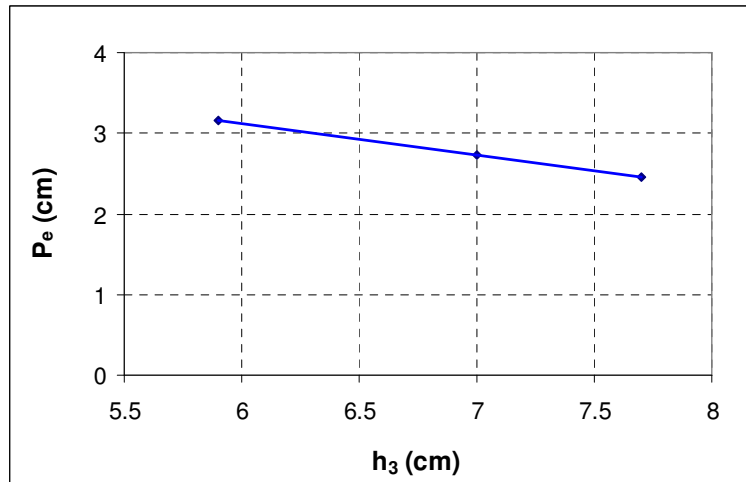


Figure 5.16b: Relation entre la profondeur d'équilibre ( $P_e$ ) et  $h_3$  ( $h_2 = \text{const}$ )

### 8.2.2. Influence de $h_3$ lorsque $h_2$ varie ( $h_2 \approx h_3 + 5\text{cm}$ ).

Pour mettre en évidence le rôle de  $h_3$ , nous avons effectué des essais en faisant varier  $h_2$  et  $h_3$  ensemble. Les tests sont réalisés aux trois niveaux de  $h_1$  (82 cm, 130 cm, 175 cm) et le temps d'immersion préalable est de 10 minutes, les échantillon sont préparés à l'état optimal. Quelques essais ont été réalisés avec un temps d'immersion de 90 minutes pour trois teneurs en eau (14%, 17%, 20%) et une masse volumique sèche égale à celle de l'optimum. Pour l'ensemble des essais, la surface soumise au jet est la surface inférieure. La synthèse des résultats obtenus est présentée dans les tableaux 5.8 et 5.9 et sur les figures 5.17 à 5.20.

Les résultats obtenus montrent que la tendance des courbes en fonction de la distance entre l'orifice du jet et la surface de l'échantillon ( $h_3$ ) est presque similaire à celle en fonction de la profondeur d'immersion ( $h_2$ ).



Sur la figure 1.20, nous constatons que la contrainte de cisaillement  $\tau_c$  diminue avec l'augmentation de  $h_2$  et  $h_3$ , surtout lorsque nous avons plongé au préalable l'échantillon dans l'eau pendant 90 minutes. En revanche, le coefficient d'érosion  $k_D$  augmente avec  $h_2$  et  $h_3$ . Nous remarquons que la profondeur d'érosion d'équilibre  $P_e$  diminue lorsque  $h_3$  et  $h_2$  augmentent. Des résultats similaires sont trouvés aussi pour les teneurs en eau de 14% et 20% ( $\pm 3\%$  de l'optimale).

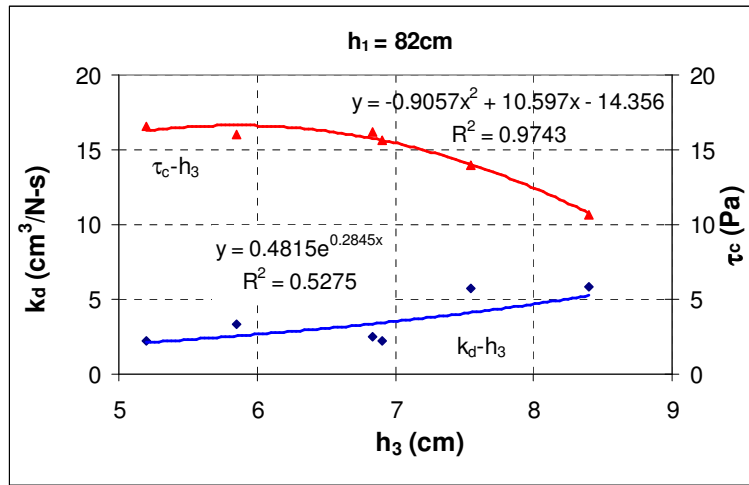
Nous remarquons sur les figures de 5.17 à 5.19 que la contrainte de cisaillement diminue avec l'augmentation de  $h_2$  et  $h_3$  tandis que le coefficient d'érosion augmente. Nous pensons que cette diminution est causée par l'augmentation de la pénétration de l'eau dans l'échantillon qui diminue la succion ou les forces d'attraction entre les particules. Nous constatons aussi que la profondeur d'érosion d'équilibre diminue, puis augmente après avoir atteint une valeur minimale. Ainsi  $h_2$  et  $h_3$  jouent un rôle dans l'évolution de la profondeur d'érosion mais ce rôle dépend beaucoup de la charge hydraulique. Ce qui cause l'érosion du sol, c'est la contrainte de cisaillement hydraulique d'une part, et la pénétration de l'eau qui diminue la succion du sol d'autre part. Lorsque  $h_2$  et  $h_3$  augmentent, la profondeur d'érosion diminue évidemment car la vitesse et la contrainte de cisaillement hydraulique à la surface du sol diminuent. Lorsque  $h_2$  et  $h_3$  sont faibles, la contrainte de cisaillement hydraulique joue un rôle prépondérant mais, lorsque la contrainte de cisaillement diminue, la pénétration joue un rôle de plus en plus important.

Nous notons aussi, sur les figures 5.17, 5.18 et 5.19, que la distance entre l'orifice du jet et la surface de l'échantillon ( $h_3$ ) et la profondeur d'immersion ( $h_2$ ) correspondant à la profondeur d'érosion d'équilibre minimale augmentent avec la charge hydraulique appliquée. Ceci signifie que, plus la charge hydraulique est faible plus  $h_2$  et  $h_3$  ont un effet remarquable sur la profondeur d'érosion et sur sa valeur minimale.

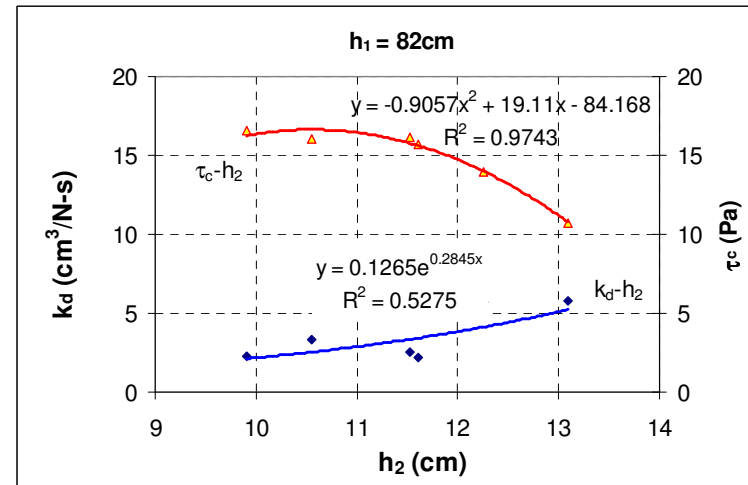
Echantillon	w	$\rho_d$	$h_1$	$h_2$	$h_3$	$t_{immersion}$	h-éro max (mesurée)	Méthode de Hanson		Méthode de Géophysconsult		P <sub>e</sub> (cm)		S <sub>r</sub> (%)
	(%)	(g/cm <sup>3</sup> )	(cm)	(cm)	(cm)	(min)	(cm)	k <sub>D</sub>	$\tau_c$ (Pa)	k <sub>D</sub>	$\tau_c$ (Pa)	Hanson	Géophy	
								(cm <sup>3</sup> /N/s)		(cm <sup>3</sup> /N/s)				
13.07.11.p1	17.05	1.702	129.16	10.60	5.70	10	2.37	2.193	19.392	2.134	19.068	3.63	3.706	78.55
13.07.11.p2	17.26	1.698	129.16	11.50	6.60	10	2.91	3.864	15.957	4.434	16.241	3.68	3.592	78.96
13.07.12.p1	17.09	1.702	129.52	12.50	7.60	10	2.18	4.814	15.904	4.970	16.114	2.71	2.647	78.65
13.07.12.p2	17.10	1.703	129.16	13.30	8.40	10	1.07	3.744	16.908	3.478	16.631	1.59	1.672	78.84
13.07.16.p2	17.22	1.698	129.16	14.70	9.70	10	1.53	8.151	12.631	5.374	11.540	1.86	2.392	78.84
13.07.17.p2	17.25	1.698	129.88	17.14	12.24	10	0.51	8.758	10.018	7.016	9.844	0.77	0.885	78.94
13.07.17.p3	17.28	1.698	129.16	15.40	10.50	10	1.04	5.942	11.382	4.868	10.879	1.67	1.953	79.00
13.07.17.p4	17.28	1.698	129.16	17.06	12.16	10	0.53	6.854	9.844	5.581	9.625	0.93	1.079	79.00
13.07.19.p1	17.33	1.700	128.45	16.30	11.30	10	0.84	8.553	10.757	6.149	10.304	1.19	1.460	79.49
12.11.13.p2	16.79	1.699	129.16	10.00	5.00	10	3.55	2.427	16.333	2.627	16.161	5.16	5.217	76.97
13.05.24.p1	16.86	1.706	130.59	13.90	5.90	10	2.18	2.321	20.772	2.435	21.401	3.16	3.028	78.13
13.05.25.p1	16.76	1.707	129.88	13.90	7.70	10	1.73	3.325	16.427	3.969	17.772	2.46	2.070	77.83
13.05.27.p3	16.94	1.702	131.30	13.90	7.00	10	1.67	2.378	18.117	2.748	19.402	2.73	2.402	78.02
13.06.06.p2	16.70	1.708	82.57	11.61	6.91	10	0.78	2.181	15.686	2.146	15.620	1.38	1.402	77.68
13.07.04.p1	17.26	1.698	83.29	12.25	7.55	10	1.04	5.696	13.951	4.297	13.220	1.28	1.522	79.00
13.07.05.a1	17.36	1.696	83.29	9.90	5.20	10	1.87	2.238	16.547	2.197	16.332	2.91	2.962	79.23

13.07.05.a2	17.36	1.696	83.29	11.53	6.83	10	0.83	2.515	16.166	2.462	16.083	1.37	1.395	79.23
13.07.05.p1	17.40	1.697	83.29	10.55	5.85	10	1.73	3.315	16.019	3.306	15.708	2.39	2.473	79.50
13.07.06.p1	17.33	1.697	83.29	13.10	8.40	10	1.14	5.801	10.694	3.118	8.674	1.69	2.800	79.16
13.10.23.a1	17.53	1.680	175.80	9.95	5.15	10	6.15	3.141	16.592	3.048	15.932	6.61	6.856	77.96
13.10.23.p1	17.35	1.698	175.10	9.90	5.10	10	6.96	3.261	16.467	3.265	16.009	6.69	6.853	79.39
13.10.25.p2	17.62	1.696	175.45	10.75	6.05	10	5.84	3.180	18.313	3.325	18.802	5.14	4.990	80.34
13.10.28.p2	17.23	1.697	175.80	11.45	6.75	10	6.10	6.389	15.761	4.906	13.730	5.32	6.182	78.70
13.10.29.p1	17.28	1.696	175.80	12.20	7.50	10	4.80	5.925	16.664	7.031	17.379	4.24	3.995	78.85
13.10.30.p2	17.27	1.698	175.80	12.90	8.20	10	2.57	4.674	16.730	4.866	16.953	3.52	3.438	79.04
13.10.30.p3	17.17	1.700	175.45	13.70	9.00	10	1.72	3.556	16.826	2.901	15.447	2.67	3.180	78.77
13.10.31.p1	17.10	1.701	176.15	14.80	10.00	10	1.90	9.764	15.936	8.032	15.534	2.02	2.171	78.69
13.10.31.p2	17.14	1.700	175.45	15.50	10.80	10	1.40	7.400	15.838	4.177	14.438	1.23	1.799	78.67
13.10.31.p3	17.14	1.700	175.10	16.35	11.55	10	2.94	15.377	12.615	5.530	10.208	1.91	3.418	78.69
13.11.04.p1	16.97	1.702	175.80	11.40	6.60	10	6.69	4.899	17.715	3.884	15.380	4.79	5.619	78.11
13.11.08.p1	17.33	1.695	176.15	11.45	6.55	10	6.97	5.077	17.141	3.976	14.626	5.04	5.993	78.87
13.11.08.p2	16.98	1.701	176.15	9.95	5.05	10	7.78	4.809	17.207	5.535	17.442	6.51	6.436	78.13
13.11.11.p1	16.87	1.706	175.80	16.35	11.45	10	2.04	12.683	11.986	8.819	11.275	2.39	2.821	78.15

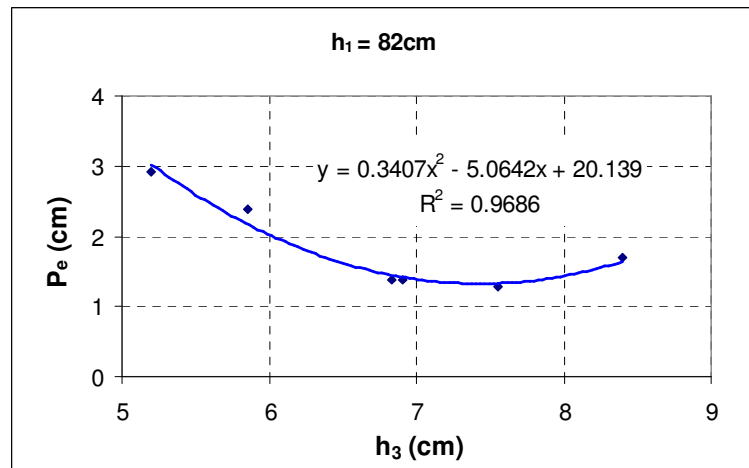
Tableau 5.8: Echantillons préparés avec la presse hydraulique en variant  $h_2$  et  $h_3$ . (hé-ro max est la profondeur mesurée au moment de l'arrêt du jet)



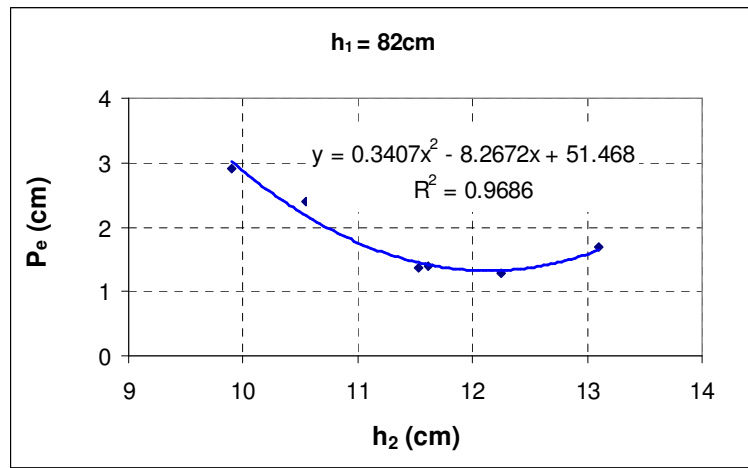
(a)



(b)

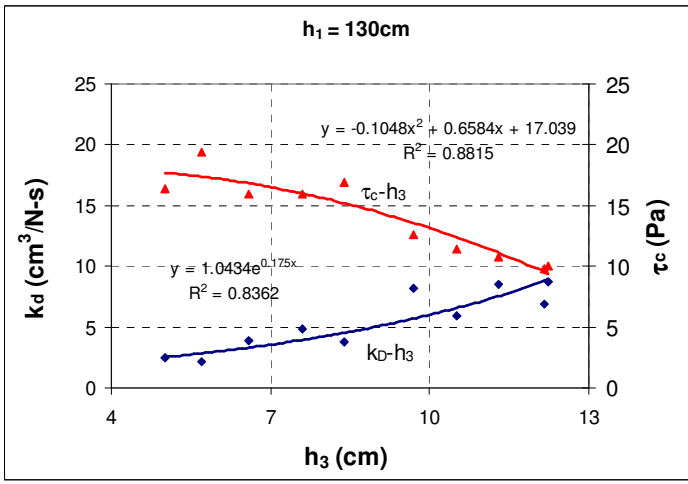


(c)

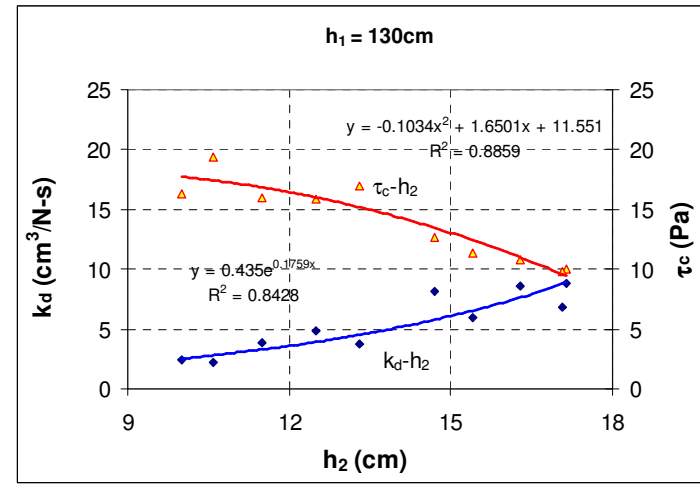


(d)

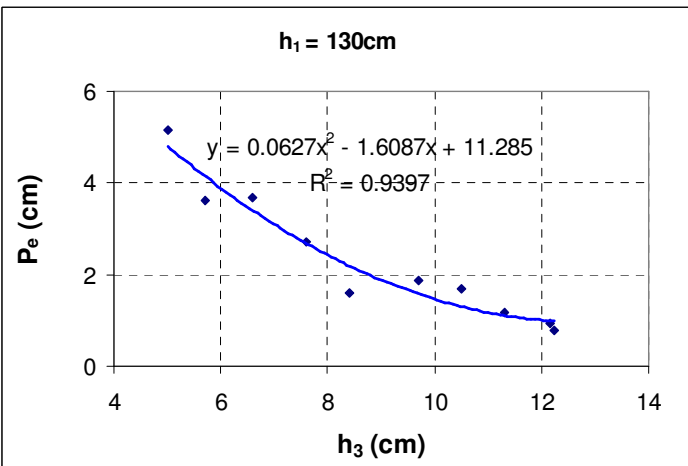
Figure 5.17: Relation entre le coefficient d'érosion, la contrainte de cisaillement, la profondeur d'érosion d'équilibre et  $h_2, h_3$  ( $h_1 \approx 82$ cm)



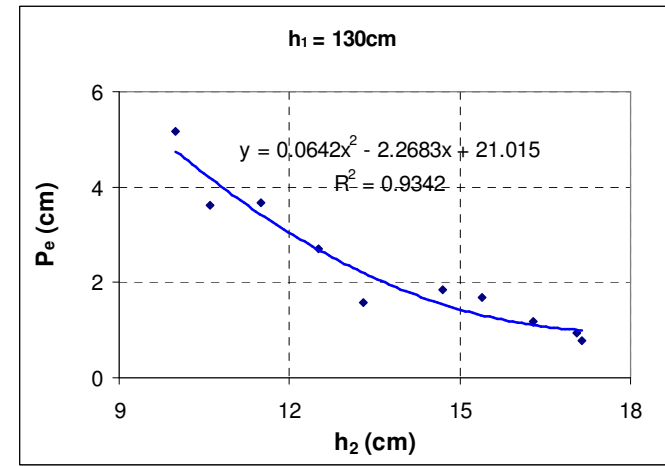
(a)



(b)

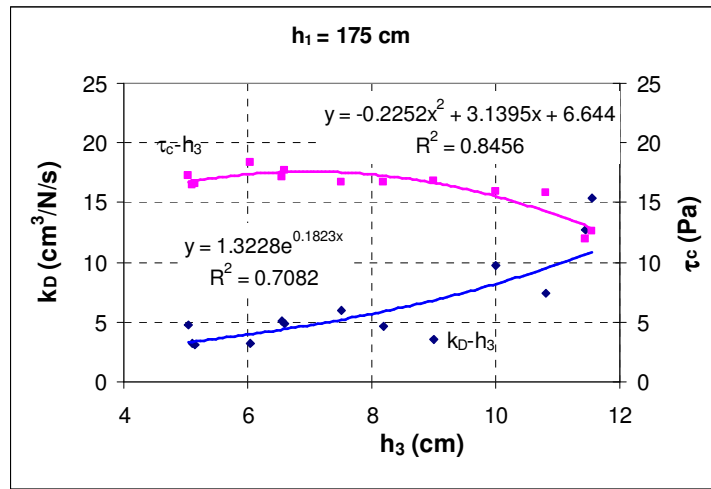


(c)

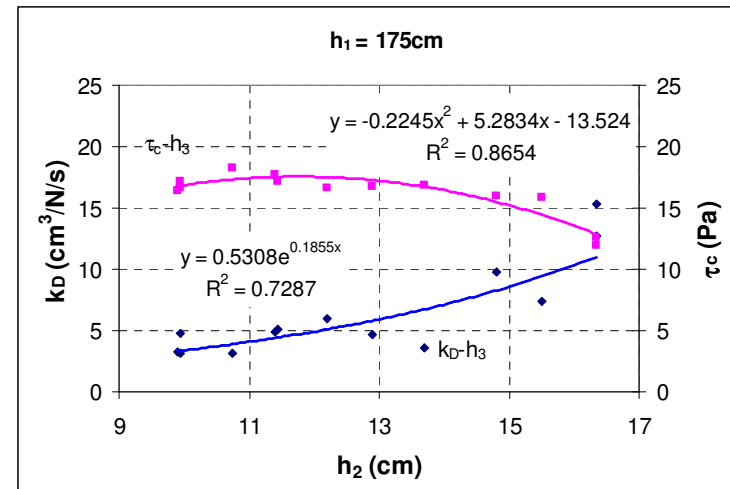


(d)

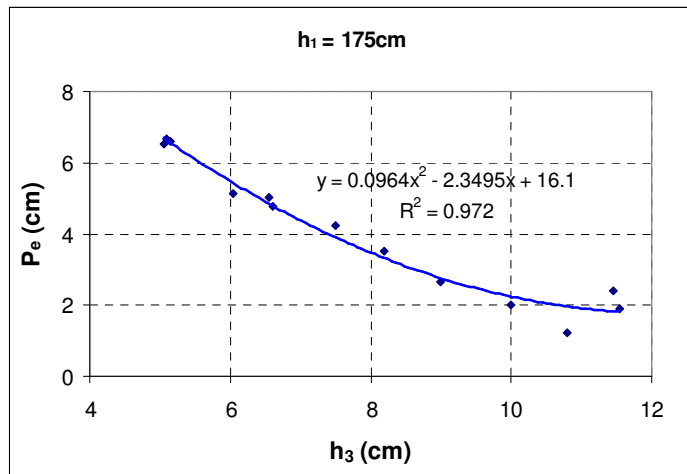
Figure 5.18: Relation entre le coefficient d'érosion, la contrainte de cisaillement, la profondeur d'érosion d'équilibre et  $h_2, h_3$  ( $h_1 \approx 130\text{cm}$ )



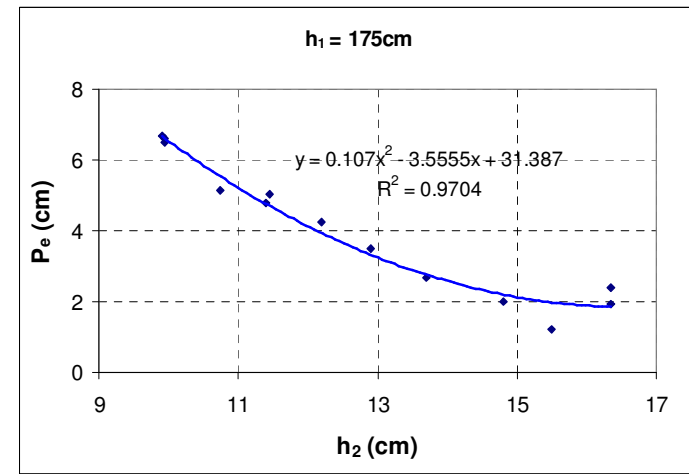
(a)



(b)



(c)

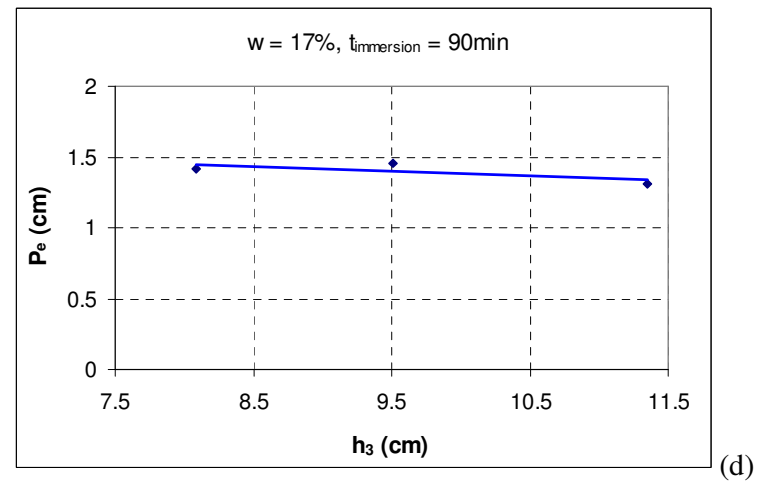
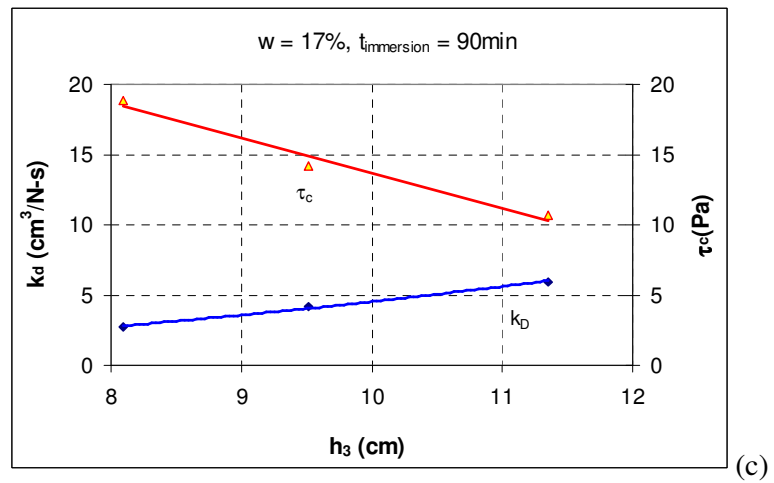
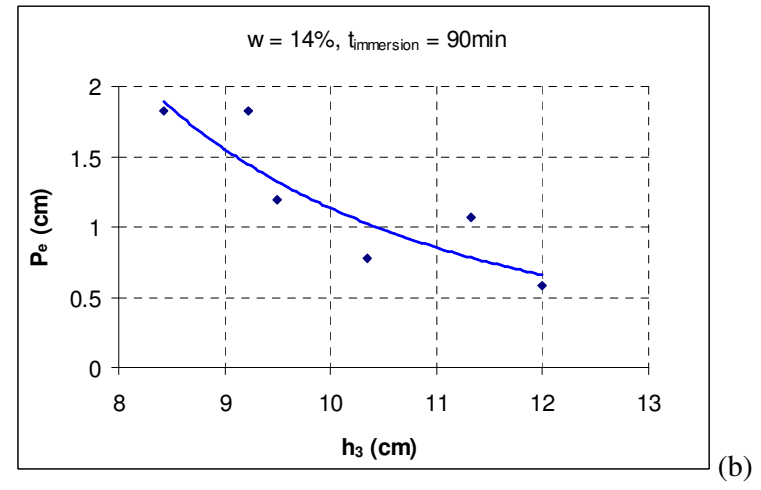
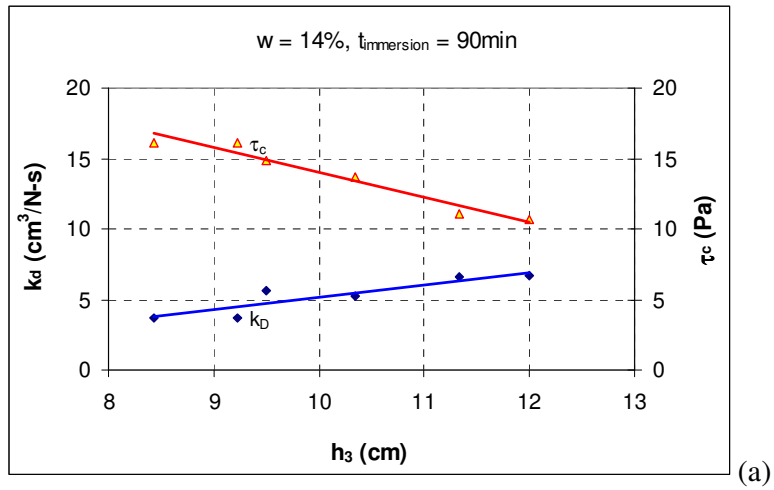


(d)

Figure 5.19: Relation entre le coefficient d'érosion, la contrainte de cisaillement, la profondeur d'érosion d'équilibre et  $h_2, h_3$  ( $h_1 \approx 175$  cm)

Echantillon	w	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	t-immer	h-éro(5s)	h-éro max	Méthode de Hanson		Méthode de Géophysconsult		Pe (cm)		Sr
	(%)	(cm)	(cm)	(min)	(cm)	(cm)	k <sub>D</sub> (cm <sup>3</sup> /N/s)	τ <sub>c</sub> (Pa)	k <sub>D</sub> (cm <sup>3</sup> /N/s)	τ <sub>c</sub> (Pa)	Hanson	Géophysconsult	(%)
13.03.28.p2	16.66	16.65	11.35	116.17	0.29	0.75	5.90	10.64	5.22	10.44	1.31	1.43	0.78
13.03.29.p2	16.64	14.71	9.51	127.17	0.26	0.93	4.21	14.18	3.73	13.85	1.46	1.59	0.78
13.04.04.p2	16.95	13.39	8.09	92.17	0.29	0.90	2.75	18.83	2.67	18.71	1.41	1.45	0.79
13.04.16.p2	19.50	16.69	11.49	91.17	1.024	1.521	9.43	8.91	7.83	8.52	2.31	2.62	0.88
13.04.18.p2	20.03	14.78	9.58	91.17	0.405	1.047	6.01	14.03	6.43	14.15	1.45	1.40	0.91
13.04.19.p2	19.67	12.73	7.53	91.17	0.547	1.384	1.92	15.20	2.06	15.81	3.03	2.83	0.90
13.04.22.p2	19.51	13.31	8.11	70.00	0.028	0.870	1.79	16.88	2.19	17.94	1.94	1.64	0.90
13.04.22.p3	19.51	14.17	8.97	286.17	0.271	1.303	5.61	14.61	4.91	14.24	1.78	1.92	0.90
13.04.23.p2	14.07	16.63	11.33	91.17	0.116	0.667	6.63	11.04	4.99	10.64	1.07	1.30	0.65
13.04.23.p3	14.07	17.30	12.00	182.33	0.004	0.355	6.66	10.72	5.39	10.56	0.58	0.68	0.65
13.04.24.p2	13.97	14.70	9.50	91.17	0.214	0.881	5.68	14.84	6.46	15.06	1.19	1.11	0.65
13.04.24.p3	13.97	15.54	10.34	182.33	0.038	0.513	5.25	13.73	3.16	12.94	0.78	1.11	0.65
13.04.25.p2	14.04	13.63	8.43	91.17	0.283	1.184	3.72	16.16	3.54	15.97	1.82	1.88	0.65
13.04.25.p2	14.03	14.42	9.22	99.00	0.283	1.184	3.72	16.16	3.54	15.97	1.82	1.88	0.65

Tableau 5.9: Influence de h<sub>2</sub> et h<sub>3</sub> pour trois teneurs en eau (h<sub>1</sub> ≈ 130 cm, ρ<sub>d</sub> ≈ 1.7 g/cm<sup>3</sup>), h-éro max est la profondeur d'érosion mesurée au moment de l'arrêt du jet





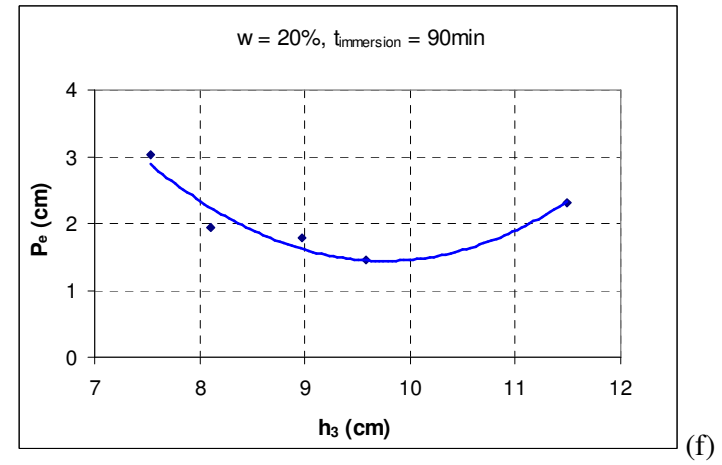
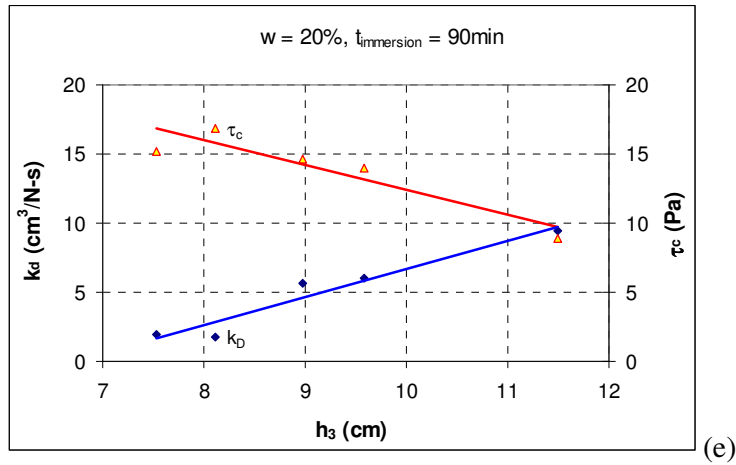


Figure 5.20: Influence de  $h_3$  pour trois teneurs en eau différentes ( $h_1 \approx 130\text{cm}$ ,  $\rho_d \approx 1.7\text{g}/\text{cm}^3$ )

## 9. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons montré les résultats des essais effectués pour étudier l'influence de certains paramètres hydrauliques et paramètres d'essai sur les paramètres d'érosion. Nous avons mis en évidence l'influence de la distance entre l'orifice du jet et la surface de l'échantillon ( $h_3$ ) et de la profondeur d'immersion sous l'eau de l'échantillon ( $h_2$ ) sur le coefficient d'érosion, la contrainte de cisaillement critique et la profondeur d'érosion d'équilibre. Nous avons aussi trouvé que l'influence de la charge hydraulique sur la contrainte de cisaillement critique était négligeable, mais que la charge avait une influence notable sur le coefficient d'érosion et la profondeur d'érosion d'équilibre. Nous n'avons pas trouvé d'influence importante du mode de compactage, de la surface de l'échantillon, de la durée d'application du jet sur les paramètres d'érosion.

Sur la base des résultats obtenus, nous pouvons conclure que:

- La contrainte de cisaillement diminue avec l'augmentation de la distance entre l'orifice du jet et la surface de l'échantillon ( $h_3$ ) et avec l'augmentation de la profondeur d'immersion sous l'eau ( $h_2$ ). Le coefficient d'érosion augmente sensiblement avec  $h_2$  et  $h_3$ . En revanche, lorsque  $h_2$  et  $h_3$  augmentent, la profondeur d'érosion d'équilibre, elle, diminue, puis augmente après avoir atteint une valeur minimale ; les valeurs de  $h_2$  et  $h_3$  correspondant à la profondeur d'érosion d'équilibre minimale augmentent avec la charge hydraulique.
- Le coefficient d'érosion et la profondeur d'érosion d'équilibre augmentent avec la charge hydraulique alors que la contrainte de cisaillement critique est quasi constante.
- A faible charge hydraulique, nous avons trouvé que la pénétration de l'eau,  $h_2$  et  $h_3$  ont une influence considérable sur les paramètres d'érosion mais, à forte charge hydraulique, la pression de jet joue le rôle principal par rapport à la pénétration de l'eau,  $h_2$  et  $h_3$ .
- Les mécanismes qui jouent un rôle majeur dans l'érosion sont la pénétration de l'eau et l'arrachement des grains de sol par l'eau en mouvement : Ce chapitre a bien mis en évidence que le phénomène d'érosion fait intervenir 2 mécanismes distincts: un mécanisme de réduction des forces intergranulaires sous l'effet de l'imbibition du sol et un mécanisme d'entraînement des grains sous l'effet des efforts de cisaillement exercés par l'eau.

En général, nous pouvons conclure que les paramètres d'érosion sont dépendants des paramètres hydrauliques. Dans notre travail, la loi d'érosion est valable quels que soient les paramètres d'essai.



## Chapitre 6

# Corrélations entre les paramètres d'érosion et des propriétés géotechniques du sol

### 1. Introduction

Dans les travaux précédents, quelques chercheurs ont proposé des corrélations entre la contrainte de cisaillement, le taux d'érosion, la profondeur d'érosion, la vitesse de l'écoulement et des paramètres tels que la taille des particules, les limites d'Atterberg, le pourcentage d'argile, la teneur en eau,...

Mirtskhulava et al. (1967, cité par Mazurek, 2001) ont proposé une vitesse  $U_n$ , telle que l'érosion se produise si la vitesse de l'écoulement est supérieure à  $U_n$ .

Shields (1936, cité par Briaud et al., 2001) a suggéré une relation empirique pour prévoir la contrainte de cisaillement critique à partir du diamètre moyen des grains  $D_{50}$ . Ce paramètre a été utilisé pour prévoir la contrainte de cisaillement critique dans les travaux de Smerdon et Beasley (1961, cité par Clark et Wynn, 2007) et Briaud et al. (2001). Toutefois, ils ont suggéré que cette formule n'était adaptée qu'aux sables mais qu'elle n'était pas appropriée pour les matériaux fins comme les limons et argiles car elle ne tenait pas compte des forces électrostatiques entre les particules fines.

Concernant le pourcentage d'argile qui influe sur l'indice de plasticité, Smerdon et Beasley (1961, cité par Clark et Wynn, 2007) ont proposé une relation empirique entre la contrainte de cisaillement critique et le pourcentage d'argile. Plus tard, Julian et Torres (2006) ont proposé d'estimer la contrainte de cisaillement critique à partir du pourcentage d'argile et de limon (diamètre des particules  $< 0.063$  mm).

Dans leurs travaux, Smerdon et Beasley (1959, cité par Chapuis, 1986b), Dunn (1959, cité par Chapuis, 1986b) ont proposé une relation empirique entre la contrainte de cisaillement critique et l'indice de plasticité  $I_p$ . Gibbs (1962) a aussi proposé la classification de la sensibilité à l'érosion du sol par les limites d'Atterberg comme l'indice de plasticité. Pourtant, les travaux de Briaud et al. (2001), Wan et Fell (2002) ont montré qu'il n'y avait pas de corrélation pertinente entre la contrainte de cisaillement critique et l'indice de plasticité. Donc, l'utilisation ce paramètre pour la prévision la contrainte de cisaillement est controversée.

Quelques chercheurs ont essayé de trouver une relation pour prévoir la contrainte de cisaillement critique à partir de la cohésion ou de la résistance au cisaillement du sol. Dunn (1959, cité par Garde et Raju, 2000) a trouvé une relation entre  $\tau_c$ , l'indice de plasticité et la résistance au cisaillement. Léonard et Richard (2004) ont effectué des essais et regroupé les données obtenues par différents chercheurs (Dunn, 1959; Lyle et Smerdon, 1965; Krishnamurthy, 1983; Torri et al., 1987; Rauws and Govers, 1988; Crouch and Novruzzi, 1989; Mitchell, 1993; Reddi et Bonala, 1997; Franti et al., 1999) pour proposer une relation entre la contrainte de cisaillement critique et la résistance au cisaillement critique.

L'utilisation de la cohésion pour prévoir la contrainte de cisaillement critique est controversée car la cohésion déterminée par la résistance au cisaillement, qui dépend des méthodes de mesure, est très élevée, et à l'intérieur de la masse de sol, les grains sont entourés par d'autres grains et leur décompactage ne peut se produire aussi facilement que dans le cas des grains situés en surface. Au contraire, à la surface, le sol apparaît moins résistant au cisaillement. Donc, nous suggérons de ne pas utiliser la résistance au cisaillement pour prévoir la contrainte de cisaillement critique.

Mitchener et Torft (1996) ont proposé une relation entre la contrainte de cisaillement critique et la densité sèche du sol  $\rho_d$ .

Wan et Fell (2002, 2004) ont suggéré deux relations empiriques pour prévoir l'indice d'érosion ( $\hat{I} = -\log(Ce)$ ) à partir de la densité sèche, de la teneur en eau, de la compacité et du degré de saturation pour le sol grossier et le sol fin en utilisant le SET et le HET. Ici, les auteurs recommandent formellement la réalisation d'essais HET plutôt que l'utilisation de ces équations parce que celles-ci sont jusqu'à présent basées sur un nombre limité de sols, et en tous cas, d'après eux, il est plus économique de faire le HET plutôt que les autres tests. Ces équations ne doivent pas être utilisées pour prédire  $I_{HET}$  pour le sol dispersif. Toutefois, ces équations peuvent être utilisées si les essais HET et SET ne peuvent être organisés.

Regazzoni (2009) a relié l'indice de résistance à l'érosion avec trois autres paramètres (l'état de liquidité, l'état de plasticité et la compacité). Comme dans le travail de Wan et Fell (2002, 2004), les équations empiriques sont établies pour le sol à l'OPN.

### *Conclusion*

De nombreux chercheurs ont essayé de trouver des relations empiriques entre les paramètres d'érosion et les propriétés géotechniques, mais celles-ci ne sont valables que dans certains sols. Toutefois, il n'y a aucune relation prenant en compte les paramètres hydrauliques tels que la charge hydraulique, la profondeur d'immersion du sol, la distance entre l'orifice du jet et la surface de l'échantillon ou le temps d'immersion préalable. L'établissement de relations empiriques pour prévoir les paramètres d'érosion est nécessaire. Ainsi, dans le cadre de ce travail, nous avons essayé de prendre en compte ces paramètres dans les relations empiriques.

## **2. Méthodes de détermination des paramètres d'érosion : limites et améliorations apportées**

Comme nous l'avons indiqué dans le chapitre 1, nous avons utilisé à la fois l'hypothèse de Blaisdell et l'évaluation des profondeurs d'érosion qui s'approchent le plus de celles qui sont mesurées pour obtenir la courbe d'érosion théorique la plus proche possible de la courbe expérimentale. Les résultats montrent que les paramètres d'érosion déduits de la méthode de Hanson et de la méthode de Géophyconsult sont proches les uns les autres. Toutefois, nous avons constaté que, dans certains cas, les courbes d'érosion construites à partir des paramètres d'érosion ( $k_D$  et  $\tau_c$ ) déduits des deux méthodes précédentes n'étaient pas proches des courbes expérimentales, surtout dans le cas où la

densité sèche est faible ( $\rho_d = 1.55-1.6 \text{ g/cm}^3$  comme dans notre travail) et lorsque le temps d'immersion préalable est long ou la charge hydraulique appliquée, forte ( $h_1 = 175 \text{ cm}$ ).

En théorie, dans les deux méthodes ci-dessus, on considère que la contrainte de cisaillement et le coefficient d'érosion sont constants au cours de l'essai mais en réalité les propriétés du sol varient du fait de la pénétration de l'eau dans l'échantillon lorsqu'on immerge celui-ci dans l'eau. Ce changement dépend de la densité sèche initiale, de la teneur en eau initiale, de la profondeur d'immersion, ainsi que du temps d'immersion préalable (voir les résultats dans le chapitre 3). Par conséquent, les deux paramètres d'érosion ne sont constants que lorsqu'on néglige l'effet de la pénétration de l'eau (c'est-à-dire par exemple pour un temps d'immersion très court ou une densité sèche élevée). Dans le chapitre 3, nous avons trouvé que, lorsqu'on immergeait l'échantillon de sol dans l'eau, sa teneur en eau augmentait avec le temps d'immersion et diminuait avec la profondeur du sol ; au delà d'une certaine profondeur, elle est stable et presque constante. En parallèle, en observant les courbes d'érosion obtenues, nous avons constaté qu'au début de l'application du jet, le taux d'érosion est fort, il diminue avec le temps d'application du jet et ensuite, devient stable. Par conséquent, nous pensons que la contrainte de cisaillement critique et le coefficient d'érosion sont constants dans la zone où la teneur en eau est stable ; en revanche, la contrainte de cisaillement critique augmente avec la profondeur de sol et le coefficient d'érosion diminue dans la zone où la teneur en eau diminue avec la profondeur du sol.

Nous avons développé une méthode qui exprime la variation de la contrainte de cisaillement critique et du coefficient d'érosion en fonction de la profondeur du sol. Cette méthode se nomme « méthode de N », son principe est présenté ci-dessous.

Cette méthode est basée sur la théorie et les hypothèses physiques de la méthode de Hanson. Nous avons utilisé les profondeurs d'érosion qui s'approchent de celles mesurées (courbe d'érosion théorique) pour calculer conjointement les 2 paramètres  $\tau_c$  et  $k_D$  qui varient avec la profondeur du sol. L'équation qui exprime la courbe d'érosion théorique a été présentée dans le chapitre 1:  $dJ/dt = k_D(\tau_c - \tau_c)$

Le membre de gauche de l'équation (24),  $dJ/dt$ , est déterminé par la dérivée de l'équation exprimant la courbe d'érosion théorique en fonction du temps. Ici, pour chaque intervalle de temps de mesure, nous avons une valeur de  $dJ/dt$ .

Le membre de droite est calculé en se donnant les valeurs de la contrainte de cisaillement et du coefficient d'érosion : pour chaque intervalle de temps de mesure, nous avons une équation de la droite.  $k_D$  et  $\tau_c$  sont obtenus par une régression des moindres carrés. L'erreur aux moindres carrés est donnée par l'équation (27), ici  $x_{\text{exp},i} = \frac{dJ}{dt}$  ;

$$x_{\text{th},i} = k_{D,i}(\tau_i - \tau_{c,i}) ; \tau_{c,i} \text{ est déterminé par l'équation (22) } \tau_i = \left( \frac{J_p}{J_i} \right)^2 \cdot \tau_0 .$$

Nous avons ajouté 2 conditions supplémentaires:  $k_{D,i} \geq k_{D,i+1}$  et  $\tau_{c,i} \leq \tau_{c,i+1}$ . Il y a beaucoup de paires de valeur de  $k_D$  et  $\tau_c$  qui remplissent les conditions requises ci-dessus mais, pour que la solution soit convergente et rapide, nous avons ajouté la troisième condition suivante:

$$\left| \frac{dJ_{i+1}}{dt} - k_{D,i} (\tau_{i+1} - \tau_{c,i+1}) \right| / k_{D,i} (\tau_{i+1} - \tau_{c,i+1}) \leq \varepsilon$$

Les résultats obtenus montrent que les courbes d'érosion déterminées selon la « méthode N » sont plus proches des courbes expérimentales que dans les deux méthodes de Hanson et Géophyconsult (voir les figures dans l'Annexe C).

Néanmoins, il est difficile de déterminer la profondeur d'érosion d'équilibre car la contrainte de cisaillement critique varie. Dans le cadre de notre travail, dans la zone où la teneur en eau est stable, la contrainte de cisaillement critique est stable et constante, alors on peut utiliser cette valeur pour déterminer la profondeur d'érosion d'équilibre selon l'équation (23).

Nous avons comparé les profondeurs d'érosion d'équilibre déduites des méthodes de Hanson, Géophyconsult et N : les résultats sont présentés sur les figures 6.1a, b, c. Nous constatons que les valeurs de la profondeur d'érosion d'équilibre déduites des trois méthodes sont proches, mais que la profondeur d'érosion d'équilibre déduite de la méthode proposée par l'auteur est un peu plus grande que celles déduites de deux autres méthodes. Toutefois, pour ne pas avoir de difficulté à relier les paramètres d'érosion avec les propriétés géotechniques et les paramètres d'essai, il vaut mieux d'utiliser une valeur constante pour la contrainte de cisaillement critique et le coefficient d'érosion.

Sur la base de la théorie présentée ci-dessus, au lieu d'utiliser plusieurs valeurs de  $k_D$  et  $\tau_c$  pour une courbe d'érosion, nous utilisons une valeur de  $(k_D, \tau_c)$  représentative de la courbe d'érosion. La contrainte de cisaillement critique est la valeur maximale de l'ensemble des valeurs déterminées pour chaque courbe d'érosion, et en revanche le coefficient d'érosion est la valeur minimale de l'ensemble des valeurs déterminées pour chaque courbe d'érosion. Cette méthode est appelée « méthode ECP »

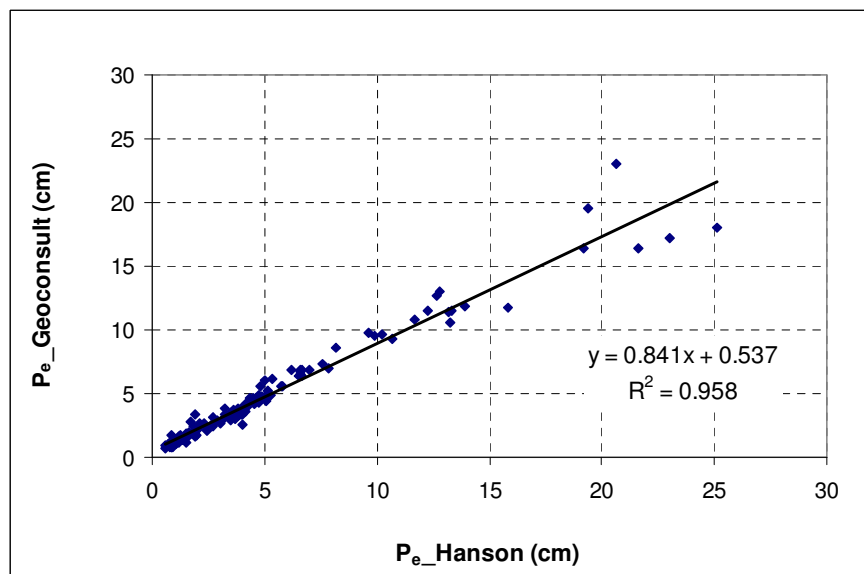


Figure 6.1a: Corrélation entre la profondeur d'équilibre déduite de la méthode de Hanson et celle déduite de la méthode de Géophyconsult

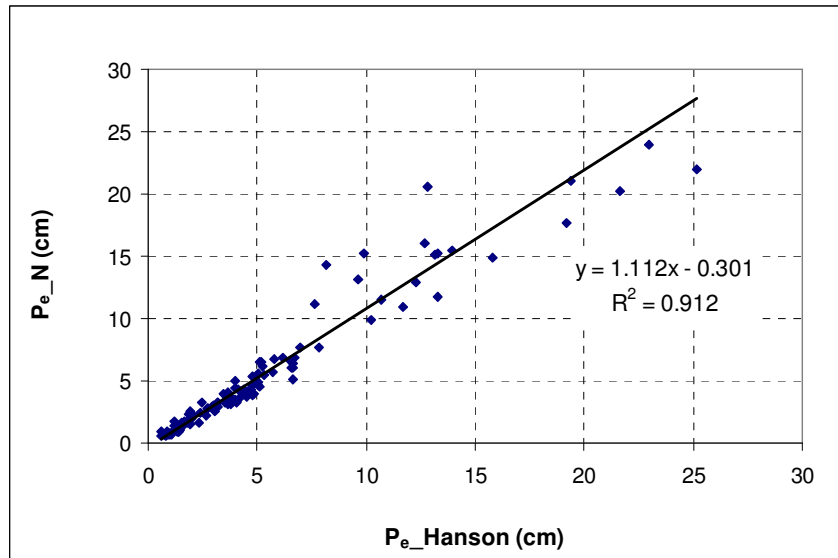


Figure 6.1b: Corrélation entre la profondeur d'équilibre déduite de la méthode de Hanson et celle déduite de la méthode de N (ECP)

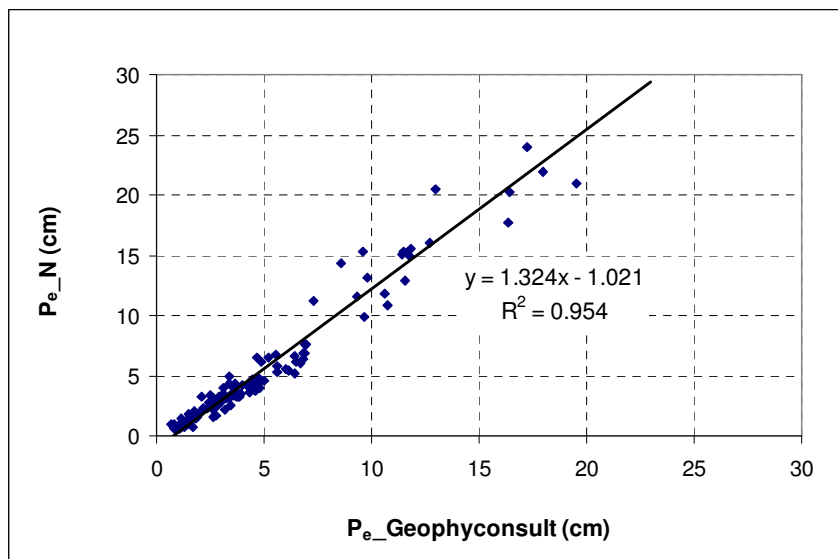


Figure 6.1c: Corrélation entre la profondeur d'équilibre déduite de la méthode de Hanson et celle déduite de la méthode de N (ECP)

En principe, la profondeur d'érosion d'équilibre déterminée par la méthode ECP est égale à la profondeur d'érosion d'équilibre déterminée par la méthode de N. Nous traçons ci-dessous les corrélations entre la contrainte de cisaillement critique et le coefficient d'érosion déterminés par la méthode de Hanson, la méthode de Géophyconsult et la méthode ECP (figures 6.2a, b ; 6.3a, b ; 6.4a, b).



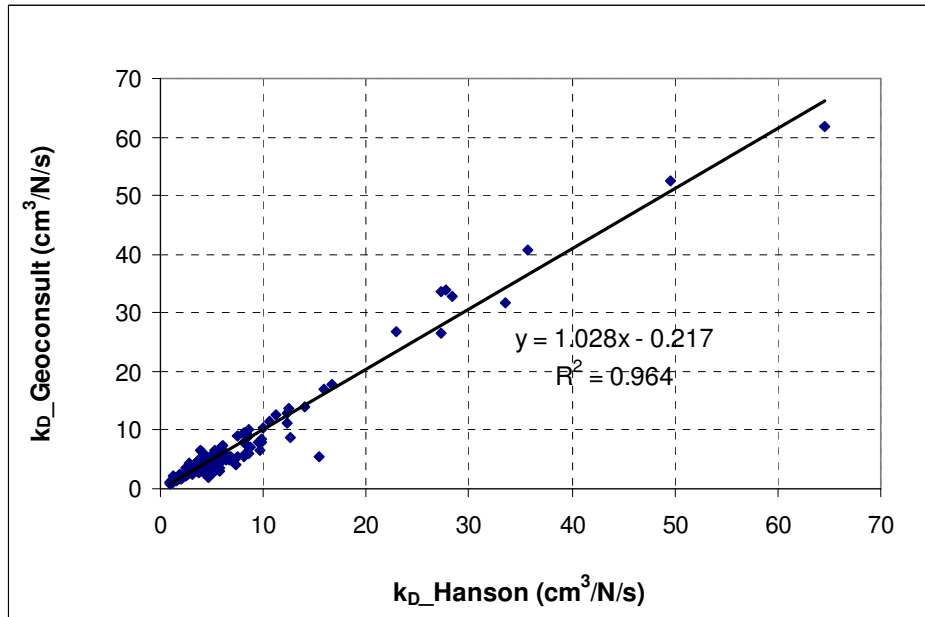


Figure 6.2a: Corrélation entre le coefficient d'érosion déduit de la méthode de Hanson et celui déduit de la méthode de Géophysconsult

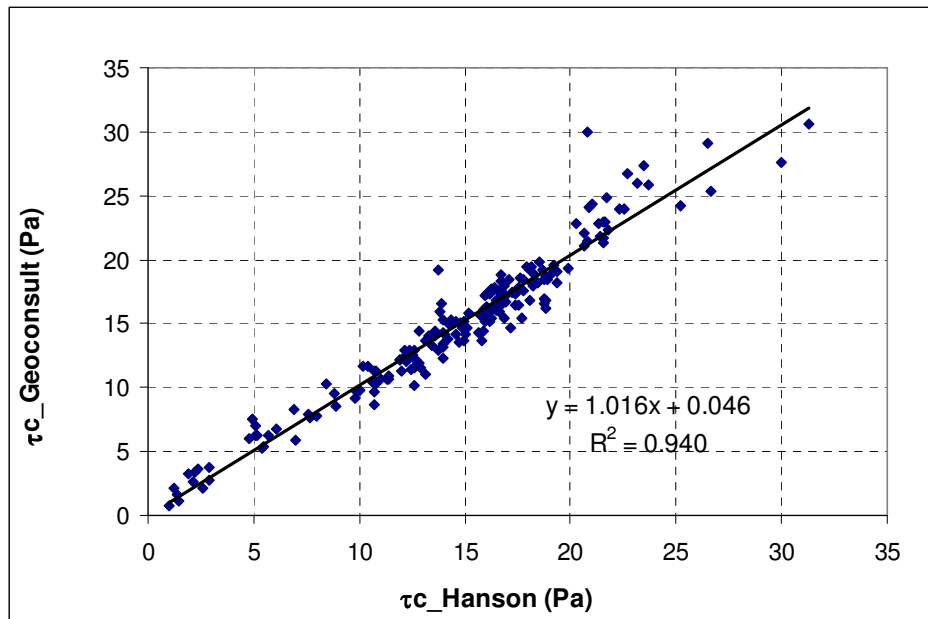


Figure 6.2b: Corrélation entre la contrainte de cisaillement critique déduite de la méthode de Hanson et celle déduite de la méthode de Géophysconsult

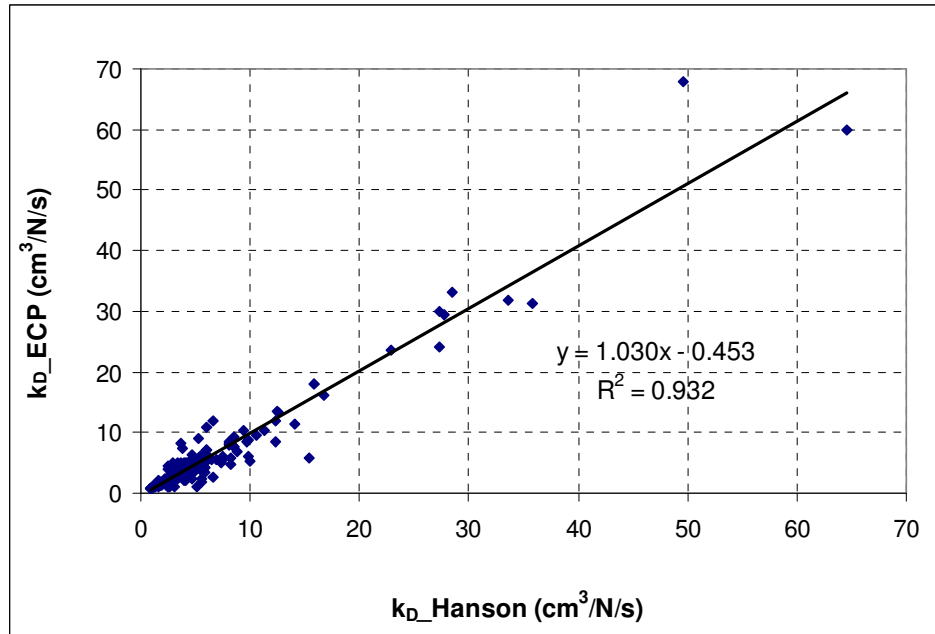


Figure 6.3a: Corrélation entre le coefficient d'érosion déduit de la méthode de Hanson et celui déduit de la méthode ECP

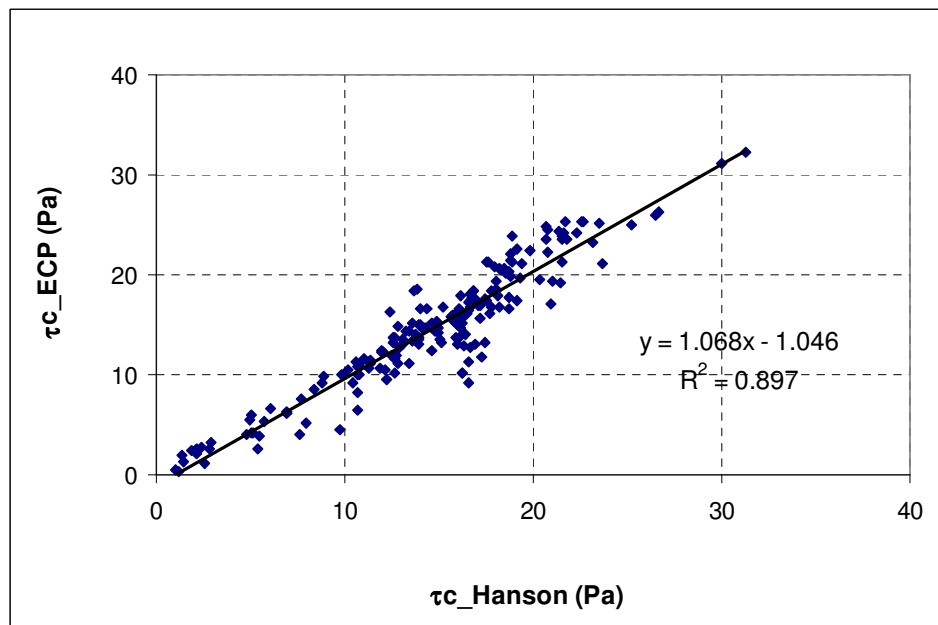


Figure 6.3b: Corrélation entre la contrainte de cisaillement critique déduite de la méthode de Hanson et celle déduite de la méthode ECP

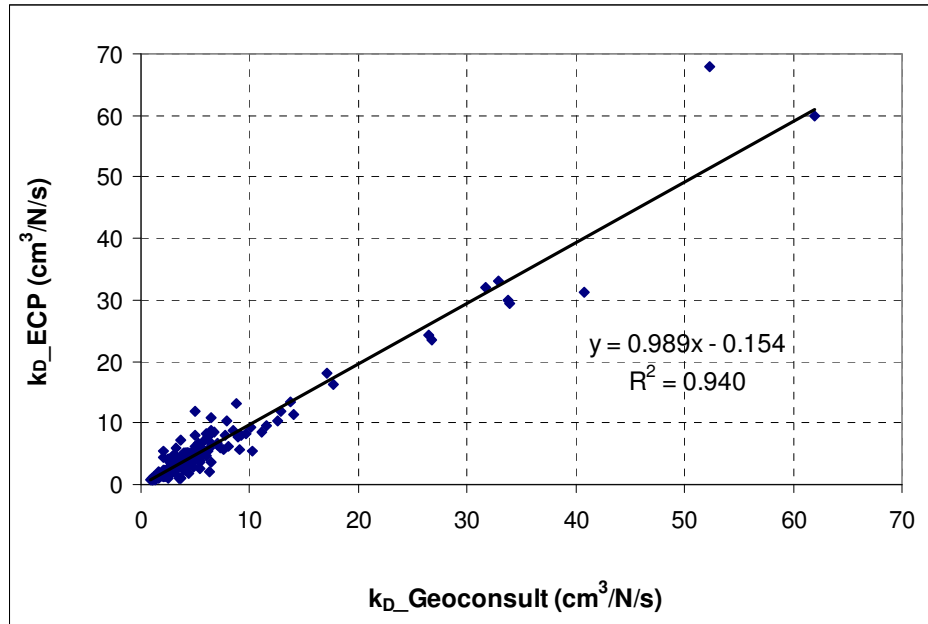


Figure 6.4a: Corrélation entre le coefficient d'érosion déduit de la méthode d'ECP et celui déduit de la méthode de Géophysconsult

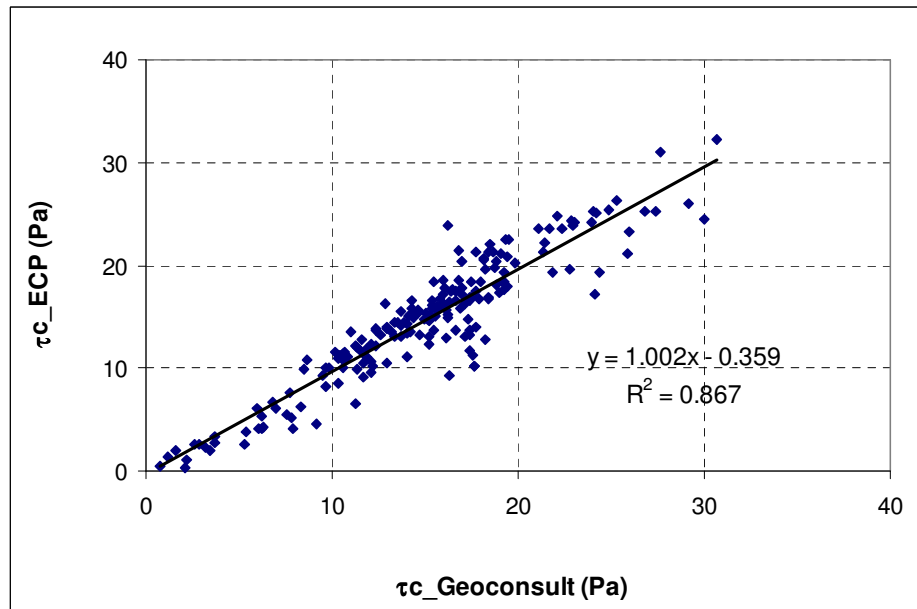


Figure 6.4b: Corrélation entre la contrainte de cisaillement critique déduite de la méthode ECP et celle déduite de la méthode de Géophysconsult

Nous constatons sur les figure 6.2, 6.3 et 6.4 que les corrélations entre les paramètres d'érosion déduits des trois méthodes (Hanson, Géophysconsult et ECP) sont étroites.

### 3. Comparaison entre les résultats du jet et ceux des essais pénétrométriques

Dans les chapitres 3, 4, 5 nous avons présenté les résultats des essais de JET et des essais pénétrométriques ainsi que l'influence des propriétés géotechniques du sol et des paramètres d'essai sur ces résultats. En comparant les résultats de JET et ceux des essais pénétrométriques, nous pouvons tirer les conclusions suivantes:

#### 3.1. Effet de la densité sèche initiale ( $\rho_d$ )

L'augmentation de la densité sèche conduit à l'augmentation de la résistance à la pénétration, à l'augmentation de la résistance à l'érosion (la contrainte de cisaillement augmente, le coefficient d'érosion et la profondeur d'érosion d'équilibre diminuent avec l'augmentation de la densité sèche) et, à faible densité sèche, la résistance à la pénétration et la résistance à l'érosion sont influencées fortement par la teneur en eau initiale. Les résultats obtenus à partir des deux types d'essai sont en bon accord.

#### 3.2. Effet de la teneur en eau initiale ( $w$ )

L'influence de la teneur en eau initiale est complexe. La résistance à l'érosion diminue (le coefficient et la profondeur d'érosion d'équilibre augmentent et la contrainte de cisaillement diminue) avec l'augmentation de la teneur en eau initiale lorsque la densité sèche est égale ou inférieure à  $1.6 \text{ g/cm}^3$  mais elle augmente (le coefficient et la profondeur d'érosion d'équilibre diminuent et la contrainte de cisaillement augmente) avec la teneur en eau lorsque la densité sèche est plus forte ( $\rho_d > 1.6 \text{ g/cm}^3$ ); lorsque le sol est compacté à l'OPN ou à plus forte densité sèche., la résistance à l'érosion augmente légèrement avec la teneur en eau initiale.

A l'inverse, l'augmentation de la teneur en eau initiale fait diminuer la résistance à la pénétration (RP), quelle que soit la densité sèche. Pour mettre en évidence l'effet de la teneur en eau sur la résistance à la pénétration et la résistance à l'érosion, nous avons tracé les relations entre la résistance à la pénétration et la résistance à l'érosion avec la teneur en eau pour chaque densité sèche sur la figure 6.5:

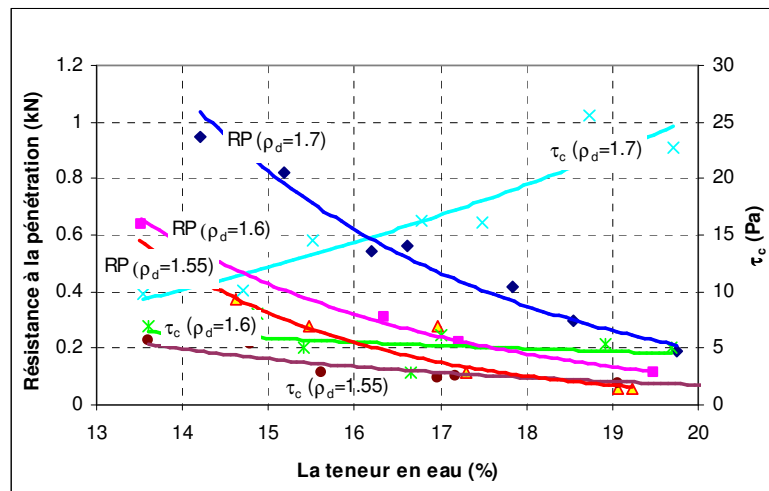


Figure 6.5: Corrélation entre la résistance à la pénétration, la résistance à l'érosion et la teneur en eau initiale

### 3.3 Influence du degré de saturation ( $S_r$ )

En observant les résultats obtenus dans les chapitres 3 et 4, nous trouvons que ces résultats sont en accord avec les conclusions des travaux précédents en ce qui concerne l'influence du degré de saturation, mais nous observons aussi sur la figure 6.6 des influences inverses du degré de saturation sur la résistance à la pénétration (RP) et la résistance à l'érosion.

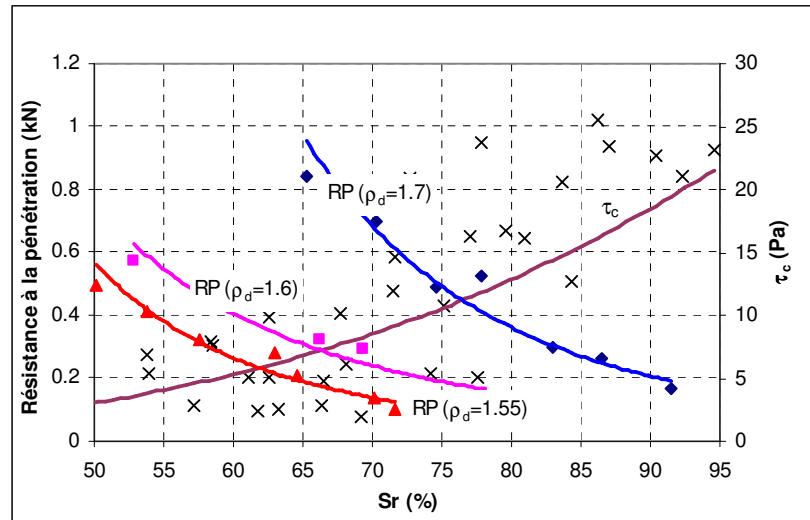


Figure 6.6: Corrélation entre la résistance à la pénétration et la résistance à l'érosion et le degré de saturation initial

En fait, pour l'essai pénétrométrique la zone de sol concernée est celle sous le cône du pénétromètre, tandis que pour l'essai de JET la zone d'impact est celle autour du jet et la dimension de cette zone dépend de la charge hydraulique et des autres paramètres. Ces résultats montrent que le phénomène d'érosion est complexe, et dépend de nombreux paramètres.

### 3.4 Influence du temps d'immersion préalable

L'augmentation du temps d'immersion préalable diminue la résistance à la pénétration du sol quelle que soit la densité sèche initiale, mais l'effet du temps d'immersion diminue avec le temps d'immersion car, au début, la résistance à la pénétration diminue rapidement avec le temps d'immersion mais au fil du temps d'immersion, la résistance à la pénétration diminue de plus en plus lentement.

Nous avons vu que le temps d'immersion préalable avait un effet peu important sur la résistance à l'érosion et sur les paramètres d'érosion lorsque le sol est dense (à l'OPN) mais qu'il jouait un rôle considérable si la densité sèche était faible (voir le chapitre 5). L'augmentation du temps d'immersion fait généralement augmenter le coefficient d'érosion et la profondeur d'érosion d'équilibre et diminue la contrainte de cisaillement critique. Sur ce point, les résultats obtenus à partir des deux types d'essais sont en bon accord.

#### 4. Corrélations entre les paramètres d'érodabilité, les propriétés géotechniques du sol et les paramètres d'essai

Sur la base des résultats des essais de JET, nous tentons dans ce paragraphe d'établir des corrélations entre la contrainte de cisaillement, le coefficient d'érosion et la profondeur d'érosion d'équilibre d'une part, les propriétés géotechniques du sol (la teneur en eau initiale  $w$ , la densité sèche  $\rho_d$ , le degré de saturation  $S_r$ ) et les paramètres d'essai (la charge hydraulique  $h_1$ , la profondeur d'immersion de l'échantillon  $h_2$ , la distance entre l'orifice du jet et la surface de l'échantillon  $h_3$ , le temps d'immersion préalable  $t_{\text{immersion}}$ ), d'autre part.

Comme nous l'avons vu dans les chapitres 4 et 5 :

- la reproductibilité des essais, le mode de compactage et l'état de surface de l'échantillon ont une influence négligeable sur les paramètres d'érosion.
- la contrainte de cisaillement, le coefficient d'érosion et la profondeur d'érosion d'équilibre varient en fonction de la densité sèche ( $\rho_d$ ) selon une loi puissance.
- les paramètres d'érosion varient linéairement avec la teneur en eau initiale ( $w$ ) bien que leurs relations soient complexes.
- les paramètres d'érosion varient avec le degré de saturation ( $S_r$ ) selon une fonction puissance.
- le temps d'immersion préalable ( $t_{\text{immersion}}$ ) conduit généralement à la diminution de la contrainte de cisaillement critique, du coefficient d'érosion et de la profondeur d'érosion d'équilibre. Dans les cas où la densité sèche est forte (à l'OPN), le temps d'immersion préalable joue un rôle négligeable.
- l'augmentation de la charge hydraulique appliquée ( $h_1$ ) conduit à l'augmentation du coefficient d'érosion et de la profondeur d'érosion d'équilibre tandis que la contrainte de cisaillement ne varie presque pas avec la charge hydraulique.
- le coefficient d'érosion augmente sensiblement avec la distance entre l'orifice du jet et la surface de l'échantillon ( $h_3$ ) et la profondeur d'immersion de l'échantillon ( $h_2$ ), tandis que la contrainte de cisaillement critique diminue. En revanche, lorsque  $h_2$  et  $h_3$  augmentent, la profondeur d'érosion d'équilibre, elle, diminue, puis augmente après avoir atteint une valeur minimale ; les valeurs de  $h_2$  et  $h_3$  correspondant à la profondeur d'érosion d'équilibre minimale augmentent avec la charge hydraulique.

Nous avons essayé d'établir une corrélation entre le coefficient d'érosion ( $k_D$ ), la contrainte de cisaillement critique ( $\tau_c$ ) et la profondeur d'équilibre ( $P_e$ ), et  $\rho_d$ ,  $\tau_c$ ,  $h_1$ ,  $h_2$  et  $h_3$ . Nous avons testé plusieurs formes d'équations (carré, exponentielle, logarithmique...) et choisi la meilleure équation pour chaque méthode. Les résultats sont présentés sur les figures 6.7, 6.8, 6.9 et le tableau 6.1.

Sur les figures 6.7, 6.8, 6.9 ci-dessous, les « valeurs prévues » sont celles déterminées par les équations empiriques proposées, les « valeurs calculées » sont celles déterminées par les méthodes de Hanson, de Géophyconsult et de ECP.

#### 4.1. Méthode de Hanson

$$k_D = 6,33 \cdot 10^2 \cdot \rho_d^2 - 2,19 \cdot 10^3 \cdot \rho_d + 14,2 \cdot w + 1,36 \cdot h_3 - 0,235 \cdot h_2 + 2,84 \cdot 10^{-4} \cdot h_1^2 - 6,02 \cdot 10^{-2} \cdot h_1 + 1,89 \cdot 10^3$$

$R^2 = 0,867$ ; ( $\rho_d$  (g/cm<sup>3</sup>),  $w$  (%),  $h_1$  (m),  $h_2$  (m),  $h_3$  (m))

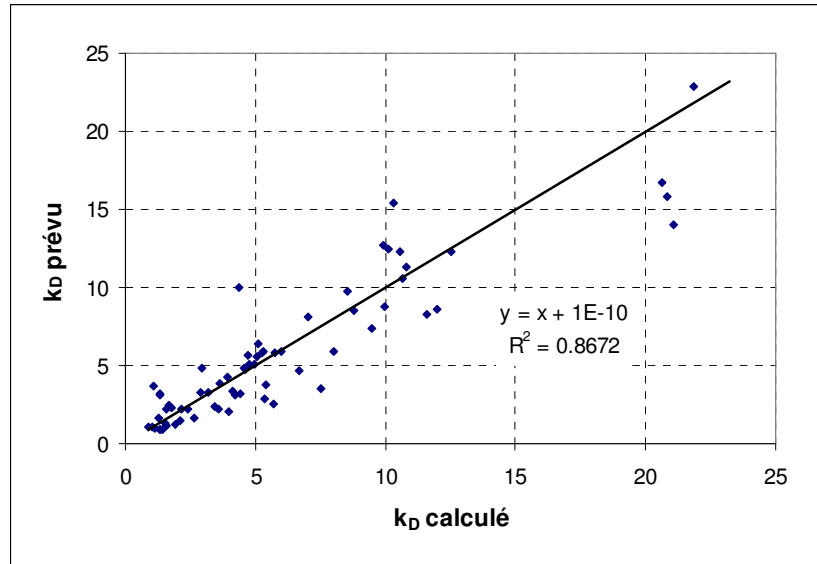


Figure 6.7a: Corrélation entre le coefficient d'érosion calculé (méthode de Hanson) et celui prévu (dédit de la loi empirique proposée)

$$\tau_c = 1,53 \cdot 10^2 \cdot \rho_d^2 - 4,01 \cdot 10^2 \cdot \rho_d + 81,5 \cdot w - 1,72 \cdot h_3 + 1,07 \cdot h_2 + 2,42 \cdot 10^2$$

$R^2 = 0,828$ ; ( $\rho_d$  (g/cm<sup>3</sup>),  $w$  (%),  $h_1$  (m),  $h_2$  (m),  $h_3$  (m))

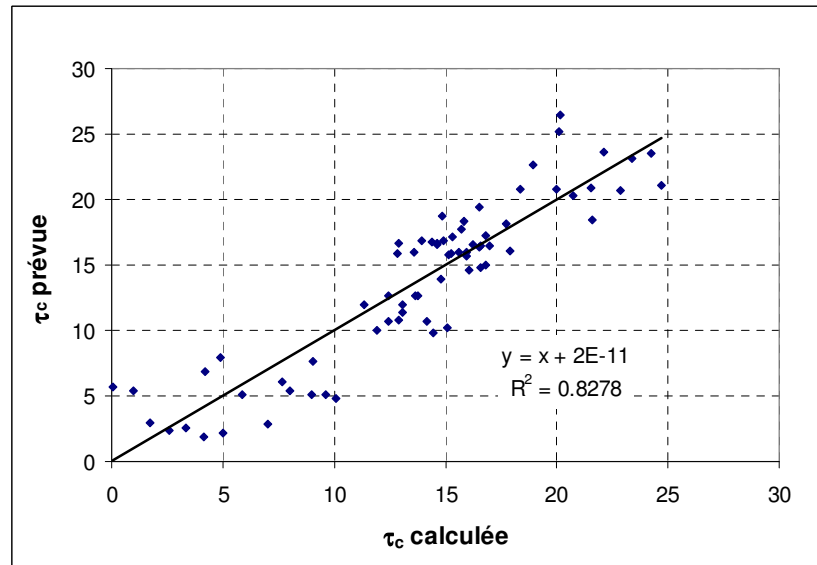


Figure 6.7b: Corrélation entre la contrainte de cisaillement critique calculée (méthode de Hanson) et celle prévue (dédit de la loi empirique proposée)

$$\tau_c = 1,53 \cdot 10^2 \cdot \rho_d^2 - 4,01 \cdot 10^2 \cdot \rho_d + 81,5 \cdot w - 1,72 \cdot h_3 + 1,07 \cdot h_2 + 2,42 \cdot 10^2$$

$$P_e = 2,97.10^2 \cdot \rho_d^2 - 1,06.10^3 \cdot \rho_d + 0,348 \cdot w - 0,245 \cdot h_3 - 0,474 \cdot h_2 - 4,39.10^{-4} \cdot h_1^2 + 1,44.10^{-1} \cdot h_1 + 9,42.10^2$$

$$R^2 = 0,868; (\rho_d \text{ (g/cm}^3\text{)}, w \text{ (%)}, h_1 \text{ (m)}, h_2 \text{ (m)}, h_3 \text{ (m)})$$

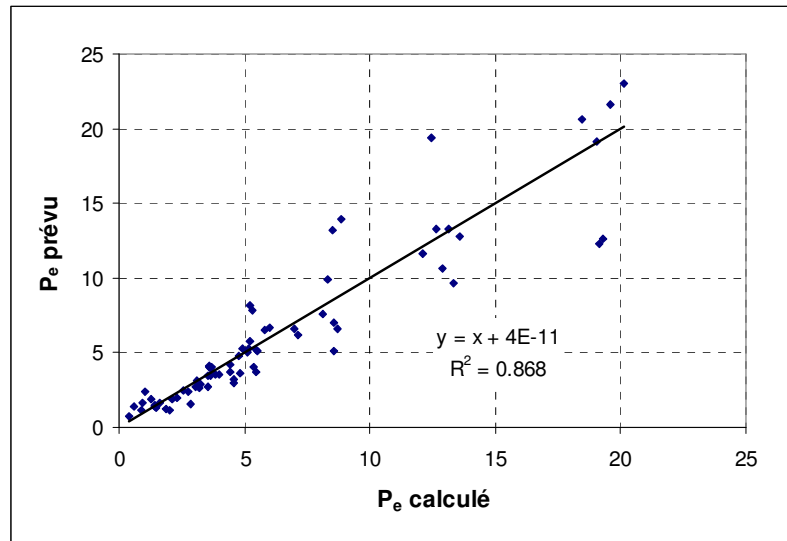


Figure 6.7c: Corrélation entre la profondeur d'érosion d'équilibre calculée (méthode de Hanson) et celle prévue (déduit de la loi empirique proposée)

#### 4.2. Méthode de Géophysconsult

$$k_D = 7,52.10^2 \cdot \rho_d^2 - 2,59.10^3 \cdot \rho_d + 34,7 \cdot w + 0,596 \cdot h_3 - 3,98.10^{-2} \cdot h_2 + 1,04.10^{-4} \cdot h_1^2 - 1,31.10^{-2} \cdot h_1 + 2,23.10^3$$

$$R^2 = 0,861; (\rho_d \text{ (g/cm}^3\text{)}, w \text{ (%)}, h_1 \text{ (m)}, h_2 \text{ (m)}, h_3 \text{ (m)})$$

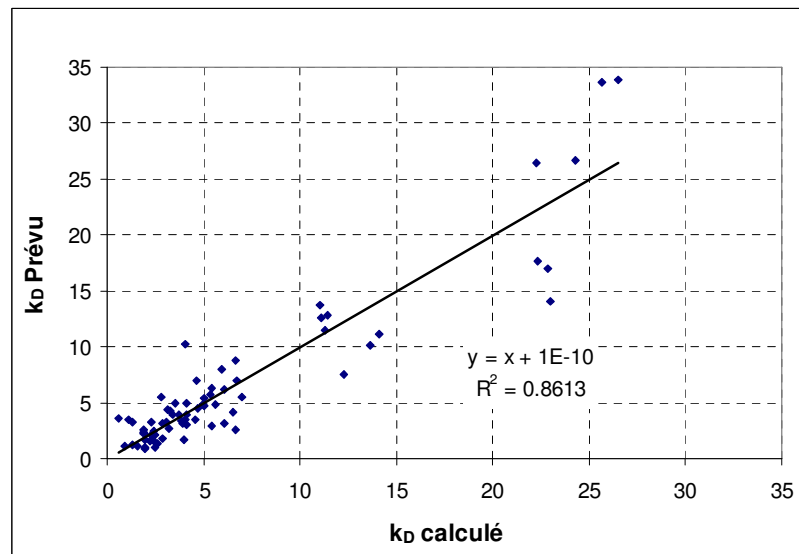


Figure 6.8a: Corrélation entre le coefficient d'érosion calculé (méthode de Géophysconsult) et celui prévu (déduit de la loi empirique proposée)



$$\tau_c = 2,94.10^2 \cdot \rho_d^2 - 8,62.10^2 \cdot \rho_d + 95,7 \cdot w - 2,63 \cdot h_3 + 1,61 \cdot h_2 + 6,15.10^2;$$

$$R^2 = 0,81; (\rho_d \text{ (g/cm}^3\text{)}, w \text{ (%)}, h_1 \text{ (m)}, h_2 \text{ (m)}, h_3 \text{ (m)})$$

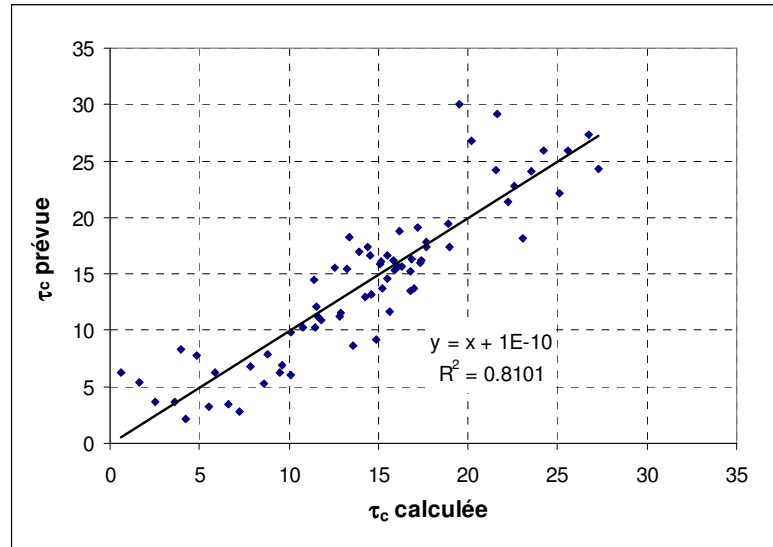


Figure 6.8b: Corrélation entre la contrainte de cisaillement critique calculée (méthode de GéophyConsult) et celle prévue (déduit de la loi empirique proposée)

$$P_e = 1,64.10^2 \cdot \rho_d^2 - 6,1.10^2 \cdot \rho_d + 19,3 \cdot w - 0,113 \cdot h_3 - 0,52 \cdot h_2 - 1,96.10^{-4} \cdot h_1^2 + 8,04.10^{-2} \cdot h_1 + 5,7.10^2$$

$$R^2 = 0,85; (\rho_d \text{ (g/cm}^3\text{)}, w \text{ (%)}, h_1 \text{ (m)}, h_2 \text{ (m)}, h_3 \text{ (m)})$$

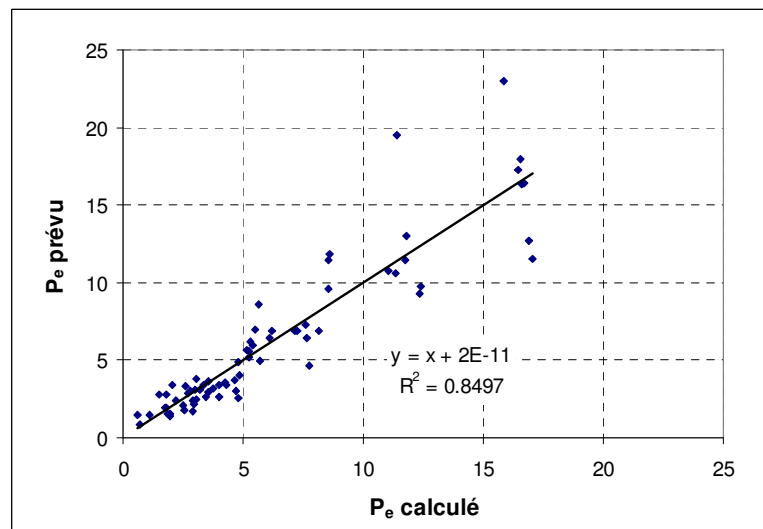


Figure 6.8c: Corrélation entre la profondeur d'érosion d'équilibre calculée (méthode de GéophyConsult) et celle prévue (déduit de la loi empirique proposée)

### 4.3. Méthode ECP

$$k_D = 7,32 \cdot 10^2 \cdot \rho_d^2 - 2,52 \cdot 10^3 \cdot \rho_d + 36,5 \cdot w + 0,761 \cdot h_3 - 2,18 \cdot 10^{-2} \cdot h_2 + 3,18 \cdot 10^{-4} \cdot h_1^2 - 6,73 \cdot 10^{-2} \cdot h_1 + 2,16 \cdot 10^3$$

$R^2 = 0,86$ ; ( $\rho_d$  (g/cm<sup>3</sup>),  $w$  (%),  $h_1$  (m),  $h_2$  (m),  $h_3$  (m))

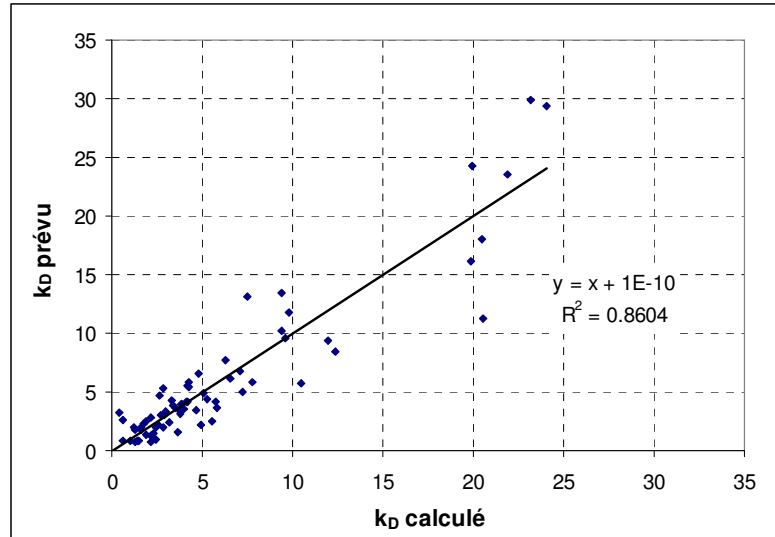


Figure 6.9a: Corrélation entre le coefficient d'érosion calculé (méthode ECP) et celui prévu (dédit de la loi empirique proposée)

$$\tau_c = 2,53 \cdot 10^2 \cdot \rho_d^2 - 7,31 \cdot 10^2 \cdot \rho_d + 120 \cdot w - 1,77 \cdot h_3 + 1,22 \cdot h_2 + 5,04 \cdot 10^2$$

$R^2 = 0,783$ ; ( $\rho_d$  (g/cm<sup>3</sup>),  $w$  (%),  $h_1$  (m),  $h_2$  (m),  $h_3$  (m))

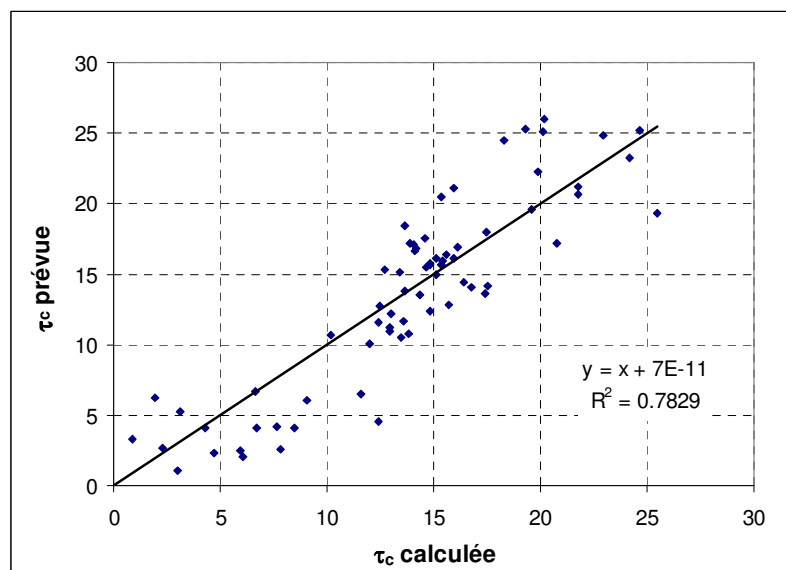


Figure 6.9b: Corrélation entre la contrainte de cisaillement critique calculée (méthode ECP) et celle prévue (dédit de la loi empirique proposée)

$$P_e = 2,07.10^2 \cdot \rho_d^2 - 7,72.10^2 \cdot \rho_d + 31,7 \cdot w - 7,41.10^{-2} \cdot h_3 - 0,744 \cdot h_2 - 7.10^{-4} \cdot h_1^2 + 2,1.10^{-1} \cdot h_1 + 7,18.10^2$$

$R^2 = 0,8$ ; ( $\rho_d$  (g/cm<sup>3</sup>), w (%), h<sub>1</sub> (m), h<sub>2</sub> (m), h<sub>3</sub> (m))

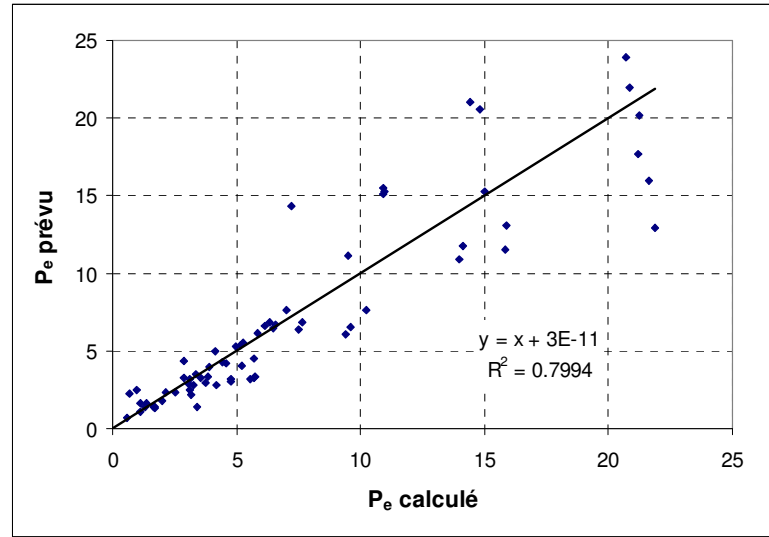


Figure 6.9c: Corrélation entre la profondeur d'érosion d'équilibre calculée (méthode ECP) et celle prévue (dédié de la loi empirique proposée)

Tableau 6.1: Résumé des paramètres des équation empiriques de prévision des paramètres d'érosion selon les trois méthode différentes

Coefficients	$k_{D\_Hanson}$	$\tau_{c\_Hanson}$	$P_{e\_Hanson}$	$k_{D\_Geo}$	$\tau_{c\_Geo}$	$P_{e\_Geo}$	$k_{D\_NECP}$	$\tau_{c\_NECP}$	$P_{e\_NECP}$
Intercept	1.89E+03	2.42E+02	9.42E+02	2.23E+03	6.15E+02	5.70E+02	2.16E+03	5.04E+02	7.18E+02
X Variable 1	6.33E+02	1.53E+02	2.97E+02	7.52E+02	2.94E+02	1.64E+02	7.32E+02	2.53E+02	2.07E+02
X Variable 2	-2.19E+03	-4.01E+02	-1.06E+03	-2.59E+03	-8.62E+02	-6.10E+02	-2.52E+03	-7.31E+02	-7.72E+02
X Variable 3	1.42E+01	8.15E+01	3.48E-01	3.47E+01	9.57E+01	-1.93E+01	3.65E+01	1.20E+02	-3.17E+01
X Variable 4	1.36E+00	-1.72E+00	-2.45E-01	5.96E-01	-2.63E+00	-1.13E-01	7.61E-01	-1.77E+00	-7.41E-02
X Variable 5	-2.35E-01	1.07E+00	-4.74E-01	3.98E-02	1.61E+00	-5.20E-01	2.18E-02	1.22E+00	-7.44E-01
X Variable 6	2.84E-04		-4.39E-04	1.04E-04		-1.96E-04	3.18E-04		-7.00E-04
X Variable 7	-6.02E-02		1.44E-01	-1.31E-02		8.04E-02	-6.73E-02		2.10E-01
R <sup>2</sup>	0.87	0.83	0.87	0.86	0.81	0.85	0.86	0.78	0.80

## 5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté deux nouvelles méthodes de détermination des paramètres d'érosion et nous avons comparé les résultats avec ceux des deux méthodes de référence : la méthode de Hanson et la méthode de Géophysconsult. Les résultats montrent une bonne corrélation entre les quatre méthodes.

Nous avons comparé les résultats de JET et ceux des essais pénétrométriques et cité quelques résultats pour lesquels il semble y avoir divergence. Il est évident que les caractéristiques du sol mises en jeu dans les deux essais sont extrêmement différentes et font intervenir des mécanismes différents. Le rôle de la teneur en eau initiale est particulièrement complexe car elle intervient à de nombreux niveaux :

- en modifiant la succion initiale du sol (c'est-à-dire au niveau des conditions aux limites),
- en changeant la perméabilité polyphasique du sol et les conditions d'infiltration (propriétés du sol)
- en faisant varier les forces intergranulaires et en permettant un arrachement plus ou moins facile des grains lors des essais de Jet,
- en modifiant la résistance au cisaillement du sol par l'intermédiaire de la cohésion capillaire lors des essais pénétrométriques,
- etc.

Dans la dernière partie, nous avons relié les paramètres d'érosion avec les propriétés géotechniques du sol et certains paramètres d'essai (paramètres hydrauliques dans notre travail). Les bons coefficients de corrélation obtenus dans les relations empiriques permettent de prévoir les paramètres d'érosion si l'on connaît les propriétés géotechnique du sol et les paramètres hydrauliques.



## Conclusion générale

Les ouvrages hydrauliques sont soumis à des sollicitations de différents types. Les phénomènes d'érosion représentent l'une des causes majeures pouvant conduire à une réduction de la stabilité, voire à la ruine des ouvrages. Il est donc nécessaire de les étudier pour mieux comprendre les mécanismes mis en jeu. Dans le cadre de cette thèse, nous avons réalisé des essais pour mettre en évidence l'influence de différents paramètres sur les paramètres d'érosion.

L'étude bibliographique que nous avons menée nous a apporté de nombreux éléments concernant la typologie de l'érosion, les principaux mécanismes d'érosion, les dispositifs expérimentaux existants, les méthodes de mesure et les méthodes d'interprétation. Cette étude a montré que, dans les travaux précédents, les chercheurs n'avaient pas pris en compte la variation des paramètres hydrauliques et que les études de l'érosion s'étaient principalement limitées au cas des sols compactés à l'OPN sans faire varier les paramètres géotechniques dans une large gamme. Les informations tirées de l'étude bibliographique nous ont donné de bonnes pistes pour étendre les limites et compléter les travaux précédents.

Dans le deuxième chapitre, nous présentons un appareil de Jet Erosion Test développé à l'ECP, qui permet de s'affranchir de quelques limites de l'appareil conçu par Hanson et Cook (2004). Cet appareil permet non seulement de mesurer la profondeur d'érosion au centre de l'échantillon mais aussi en d'autres points grâce à un dispositif de rotation et à un capteur angulaire, afin de repérer les différentes positions de mesure au centre ou le long d'un arc de cercle. Un petit programme d'aide à l'utilisateur permet de bien respecter les périodes de jet et les périodes de mesure. Tous les données sont enregistrées et traitées automatiquement sur la feuille de calcul Excel, la courbe d'érosion en fonction du temps et les différents profils d'érosion sont tracés automatiquement. A partir des résultats du JET, à l'aide d'une loi d'érosion empirique, nous déduisons la contrainte de cisaillement critique, le coefficient d'érosion, la profondeur d'érosion d'équilibre.

Nous avons constaté que l'érosion était un phénomène complexe et qu'il était nécessaire d'étudier conjointement l'influence de plusieurs paramètres sur les paramètres d'érosion. Dans notre travail, outre les essais de JET, nous avons réalisé des essais d'infiltration d'eau avec mesure précise des profils de teneur en eau en fonction du temps, pour mieux comprendre l'évolution de la teneur en eau le long de l'échantillon en fonction du temps d'immersion préalable. Les résultats obtenus montrent que le temps d'immersion joue un rôle important dans le cas où le sol est peu dense mais qu'en revanche, pour le sol

dense, l'effet du temps d'immersion préalable est négligeable. Pour interpréter plus finement les résultats, nous avons utilisé les mesures de drainage-humidification effectuées par Souli et al. (2011) sur le même matériau pour en déduire l'évolution de la succion lors de l'infiltration de l'eau.

A côté des essais d'infiltration, nous avons effectué des essais pénétrométriques sur des échantillons préparés dans les mêmes conditions que pour les essais d'infiltration. Les résultats obtenus montrent le rôle important de la densité sèche, de la teneur en eau initiale et du temps d'immersion préalable. Nous avons trouvé que la résistance à la pénétration augmentait avec la densité sèche, diminuait avec l'augmentation de la teneur en eau de compactage ou du temps d'immersion préalable. Ce changement dépend de la densité sèche et de la teneur en eau initiale du sol. Nous avons comparé les résultats des essais pénétrométriques avec ceux des essais de JET.

L'un des objectifs de ce travail était d'étudier systématiquement l'influence des paramètres géotechniques du sol, des paramètres d'essai sur les paramètres d'érosion. Dans le chapitre 4, nous avons étudié l'influence de la teneur en eau initiale, de la densité sèche, du degré de saturation en faisant varier ces paramètres dans une large gamme. Les résultats obtenus montrent l'effet important de la densité sèche et du degré de saturation, et l'effet complexe de la teneur en eau initiale sur le coefficient d'érosion, la contrainte de cisaillement critique et la profondeur d'érosion d'équilibre. Toutefois, l'étude a montré qu'à degré de saturation constant, l'influence de la teneur en eau était importante.

Dans le chapitre 5, nous avons étudié l'influence des paramètres d'essais tels que la reproductibilité des essais, le mode de compactage, l'état de surface de l'échantillon, les paramètres hydrauliques, sur les paramètres d'érosion. En accord avec les travaux précédents, nous avons trouvé que la reproductibilité des essais, le mode de compactage et l'état surfacique du sol n'avaient pas un effet significatif sur les paramètres d'érosion. En revanche, les paramètres hydrauliques tels que la distance entre l'orifice du jet et la surface de l'échantillon ( $h_3$ ) ou la profondeur d'immersion ( $h_2$ ) ont une grande influence sur la contrainte de cisaillement critique, le coefficient d'érosion et la profondeur d'érosion d'équilibre tandis que la charge hydraulique appliquée ( $h_1$ ) n'a que peu d'effet sur la contrainte de cisaillement critique mais un effet important sur le coefficient d'érosion et la profondeur d'érosion d'équilibre. Nous avons trouvé aussi que, plus la charge hydraulique appliquée était forte, plus l'effet de la distance entre l'orifice du jet et la surface de l'échantillon sur la profondeur d'immersion était faible. Nous observons que la cause principale de l'érosion est non seulement la contrainte de cisaillement hydraulique résultant de la charge hydraulique appliquée mais aussi la pénétration de l'eau (causée par le temps d'immersion préalable et la profondeur d'immersion) dans l'échantillon du sol qui conduit à la diminution de la succion du sol. A faible charge hydraulique, la pénétration de

l'eau,  $h_2$  et  $h_3$  ont une influence considérable sur les paramètres d'érosion mais, à forte charge hydraulique, la pression du jet joue le rôle principal par rapport aux autres paramètres. Ce chapitre a permis de mettre clairement en évidence le fait que le phénomène d'érosion faisait intervenir 2 mécanismes distincts : un mécanisme de réduction des forces intergranulaires résultant de l'imbibition du sol et un mécanisme d'entraînement des grains sous l'effet des efforts de cisaillement exercés par l'eau en mouvement.

Dans le dernier chapitre, nous présentons deux nouvelles méthodes de détermination des paramètres d'érosion que nous avons développées : la méthode de N dans laquelle les paramètres d'érosion ( $k_D$  et  $\tau_c$ ) varient en fonction de la profondeur d'érosion, et la méthode ECP où les deux paramètres  $k_D$  et  $\tau_c$  ont des valeurs uniques pour chaque échantillon. Nous avons comparé les résultats avec ceux des méthodes de référence de Hanson et Géophyconsult, avec un accord très satisfaisant.

Enfin, nous avons relié les paramètres d'érosion avec les propriétés géotechniques du sol et avec les paramètres hydrauliques. Les bons coefficients de corrélation obtenus pour les relations empiriques montrent qu'il est possible de prévoir les paramètres d'érosion lorsque l'on connaît les propriétés géotechniques du sol et les paramètres hydrauliques.





## Perspectives

Dans notre travail, nous avons étudié l'influence des paramètres hydrauliques mais, le domaine de variation restant dans une gamme limitée, la variation des paramètres d'érosion n'est pas toujours nette. D'autre part, les paramètres d'érosion sont déterminés à l'aide d'une loi d'érosion (1) dans laquelle le taux d'érosion est calculé à partir de la profondeur d'érosion au centre dans un intervalle de temps. Or, l'utilisation de la profondeur d'érosion au centre n'est pas adéquate car les paramètres d'érosion dépendent aussi de la forme du cône d'érosion.

Sur la base des résultats obtenus dans notre travail, on peut envisager quelques pistes de recherche pour le futur :

- Augmenter la charge hydraulique appliquée,
- Mesurer directement le volume d'érosion en fonction de la durée du temps de jet,
- Valider directement la loi d'érosion par la forme de la courbe d'érosion,
- Etudier l'influence de l'état de surface et du mode de compactage au niveau microscopique,
- Etudier l'influence du temps d'immersion préalable en faisant varier les propriétés géotechniques du sol dans une large gamme,
- Valider la loi d'érosion pour différents sols.



## ANNEXE A

Tableau A.1: Teneur en eau en fonction de la profondeur de sol pour chaque temps d'immersion préalable ( $w_{initiale} = 14\%$ ,  $\rho_d = 1.7\text{g/cm}^3$ )

Profondeur (cm)	w (%)					
	$t_{\text{immersion}} = 10$ (min)	60 (min)	180 (min)	300 (min)	1440 (min)	5753 (min)
0.5	19.42	24.06	21.96	21.96	22.61	28.23
1	18.42	20.85	21.18	21.05	21.33	23.96
1.5	14.93	17.77	19.14	20.96	20.00	21.50
2	13.5	13.90	17.08	20.41	19.11	20.22
3	13.3	13.4	15.04	18.93	18.28	19.60
4	13.3	13.4	14	17.33	17.97	19.00
5	13.3	13.4	13.5	15.79	17.52	18.37
6	13.3	13.4	13.5	14	16.52	17.99
7	13.3	13.4	13.5	13.7	16.04	17.90
8	13.3	13.4	13.5	13.7	15.86	18.45
9	13.3	13.4	13.5	13.7	15.64	18.44
10	13.3	13.4	13.5	13.7	15.15	18.19
11.7	13.3	13.4	13.5	13.7	14.93	18.54

Tableau A.2: Succion en fonction de la profondeur de sol pour chaque temps d'immersion préalable ( $w_{initiale} = 14\%$ ,  $\rho_d = 1.7\text{g/cm}^3$ )

Profondeur (cm)	Succion (kPa)					
	$t_{\text{immersion}} = 10$ (min)	60 (min)	180 (min)	300 (min)	1440 (min)	5753 (min)
0.5	18.88	0	4.58	4.58	3.85	0
1	29.59	5.83	5.46	5.60	5.29	0
1.5	71.12	36.62	21.83	5.70	12.61	5.09
2	96.6	89.50	44.03	8.23	22.20	10.25
3	100.16	98.38	69.18	24.12	31.11	16.90
4	100.16	98.38	87.7	41.34	34.41	23.35
5	100.16	98.38	96.6	57.89	39.24	30.14
6	100.16	98.38	96.6	87.7	50.04	34.27
7	100.16	98.38	96.6	93.04	55.21	35.20
8	100.16	98.38	96.6	93.04	57.12	29.31
9	100.16	98.38	96.6	93.04	59.50	29.41
10	100.16	98.38	96.6	93.04	67.20	32.08
11.7	100.16	98.38	96.6	93.04	71.08	28.35

Tableau A.3: Teneur en eau en fonction de la profondeur de sol pour chaque temps d'immersion préalable ( $w_{initiale} = 17\%$ ,  $\rho_d = 1.7\text{g/cm}^3$ )

Profondeur (cm)	w (%)									
	$t_{\text{immersion}} =$ 10 (min)	30	60	122	154	300	811	1466	3695	4320
0	43.23	49.95	44.41	45.36	46.07	48.28	46.77	45.43	45.77	44.95
0.5	23.27	24.86	28.30	31.41	27.14	32.58	30.85	30.27	31.73	32.02
1	19.37	19.69	20.97	22.84	21.87	23.68	25.28	23.22	26.09	25.65
1.5	17.51	18.17	19.58	20.68	20.43	20.67	21.48	21.21	22.66	23.43
2	16.60	16.75	18.80	19.90	19.76	19.69	20.55	20.62	21.06	22.15
2.5	16.47	16.67	17.98	19.37	19.39	19.34	19.70	19.80	20.21	21.24
3	16.47	16.64	17.35	19.15	19.16	19.20	19.28	19.50	19.51	19.84
3.5	16.47	16.64	17.00	18.86	18.56	18.91	18.99	19.41	19.65	19.38
4	16.47	16.64	16.70	18.20	18.41	18.67	18.97	19.27	19.56	19.77
4.5	16.47	16.64	16.70	17.73	18.06	18.35	18.66	19.22	19.95	19.72
5	16.47	16.64	16.70	17.00	17.73	18.05	18.25	18.83	19.70	19.52
5.5	16.47	16.64	16.70	16.75	17.54	17.72	18.02	18.42	19.86	19.52
6	16.47	16.64	16.70	16.75	17.33	17.42	17.80	18.41	19.66	19.32
6.5	16.47	16.64	16.70	16.75	17.08	17.37	17.63	18.17	19.47	18.87
7	16.47	16.64	16.70	16.75	17.00	17.05	17.43	17.96	19.35	19.04
7.5	16.47	16.64	16.70	16.75	16.80	16.89	17.31	17.92	19.88	19.24
8	16.47	16.64	16.70	16.75	16.79	16.80	17.39	18.21	19.93	20.02
8.5	16.47	16.64	16.70	16.75	16.79	16.80	17.63	18.11	19.82	20.16
9	16.47	16.64	16.70	16.75	16.79	16.80	17.40	17.94	19.93	19.90
9.5	16.47	16.64	16.70	16.75	16.79	16.80	17.30	17.92	19.90	20.01
10	16.47	16.64	16.70	16.75	16.79	16.80	17.19	17.83	19.75	20.17
10.5	16.47	16.64	16.70	16.75	16.79	16.80	17.12	17.81	19.82	20.05
11	16.47	16.64	16.70	16.75	16.79	16.80	17.20	17.62	19.59	19.85
11.7	16.47	16.64	16.70	16.75	16.79	16.80	17.27	17.52	19.98	20.18

Tableau A.4: Succion en fonction de la profondeur de sol pour chaque temps d'immersion préalable ( $w_{initiale} = 17\%$ ,  $\rho_d = 1.7\text{g/cm}^3$ )

Profondeur (cm)	Succion (kPa)									
	$t_{immersion} = 10$ (min)	30	60	122	154	300	811	1466	3695	4320
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	23.80	17.32	3.47	0.00	2.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.5	150.29	99.79	19.51	3.63	3.77	3.63	3.17	3.33	0.00	0.00
2	187.34	170.40	51.83	12.82	15.88	17.27	3.70	3.66	3.41	0.00
2.5	200.57	179.68	114.18	23.75	23.31	24.47	16.97	15.07	6.46	3.31
3	200.57	182.29	151.03	28.32	28.12	27.29	25.71	21.13	20.91	14.16
3.5	200.57	182.29	151.03	47.16	69.93	43.67	37.24	23.07	18.15	23.67
4	200.57	182.29	176.08	97.57	81.65	61.51	38.66	25.86	19.95	15.59
4.5	200.57	182.29	176.08	133.46	108.40	85.89	62.68	26.98	11.96	16.54
5	200.57	182.29	176.08	151.03	133.59	109.12	93.91	49.68	17.08	20.74
5.5	200.57	182.29	176.08	170.68	147.71	134.35	111.61	80.69	13.71	20.76
6	200.57	182.29	176.08	170.68	151.03	151.03	128.34	81.79	17.89	24.89
6.5	200.57	182.29	176.08	170.68	151.03	151.03	140.89	99.84	21.80	46.42
7	200.57	182.29	176.08	170.68	151.03	151.03	151.03	115.69	24.14	33.30
7.5	200.57	182.29	176.08	170.68	165.27	155.90	151.03	118.67	13.42	26.38
8	200.57	182.29	176.08	170.68	166.35	165.29	151.03	97.18	12.25	10.48
8.5	200.57	182.29	176.08	170.68	166.35	165.29	140.83	104.50	14.58	7.50
9	200.57	182.29	176.08	170.68	166.35	165.29	151.03	117.21	12.37	12.96
9.5	200.57	182.29	176.08	170.68	166.35	165.29	151.03	118.87	12.93	10.61
10	200.57	182.29	176.08	170.68	166.35	165.29	151.03	125.90	15.92	7.39
10.5	200.57	182.29	176.08	170.68	166.35	165.29	151.03	127.02	14.61	9.90
11	200.57	182.29	176.08	170.68	166.35	165.29	151.03	141.56	19.30	13.92
11.7	200.57	182.29	176.08	170.68	166.35	165.29	151.03	149.74	11.18	7.20

Tableau A.5: Teneur en eau en fonction de la profondeur de sol pour chaque temps d'immersion préalable ( $w_{initiale} = 20\%$ ,  $\rho_d = 1.7\text{g/cm}^3$ )

Profondeur (cm)	w (%)				
	$t_{immersion} = 10$ (min)	60	300	1440	2880
0.5	22.28	22.81	23.92	27.07	28.34
1	19.89	20.42	21.36	24.92	25.34
1.5	19.69	20.00	20.22	22.02	23.83
2	19.70	19.72	20.12	20.55	22.58
3	19.50	19.51	19.58	19.60	21.12
4	19.49	19.51	19.57	19.60	20.50
5	19.49	19.51	19.56	19.60	19.80
6	19.49	19.49	19.49	19.60	19.80
7	19.49	19.49	19.49	19.60	19.80
8	19.49	19.49	19.49	19.60	19.80
9	19.49	19.49	19.49	19.60	19.80
10	19.49	19.49	19.49	19.60	19.80
11.7	19.49	19.49	19.49	19.60	19.80

Tableau A.6: Succion en fonction de la profondeur de sol pour chaque temps d'immersion préalable ( $w_{initiale} = 20\%$ ,  $\rho_d = 1.7\text{g/cm}^3$ )

Profondeur (cm)	Succion (kPa)				
	$t_{immersion} = 10$ (min)	60	300	1440	2880
0.5	5.56	4.54	2.80	-	-
1	12.73	10.38	6.20	-	-
1.5	13.63	12.25	11.28	6.05	2.80
2	13.57	13.49	11.72	9.81	4.98
3	14.47	14.42	14.11	14.02	7.30
4	14.50	14.42	14.15	14.02	10.03
5	14.50	14.42	14.20	14.02	13.14
6	14.50	14.50	14.50	14.02	13.14
7	14.50	14.50	14.50	14.02	13.14
8	14.50	14.50	14.50	14.02	13.14
9	14.50	14.50	14.50	14.02	13.14
10	14.50	14.50	14.50	14.02	13.14
11.7	14.50	14.50	14.50	14.02	13.14

Tableau A.7: Teneur en eau en fonction de la profondeur de sol pour chaque temps d'immersion préalable ( $w_{initiale} = 14\%$ ,  $\rho_d = 1.55\text{g/cm}^3$ )

Profondeur (cm)	w (%)				
	$t_{immersion} = 10$ (min)	60	304	1440	2920
0.5	26.87	23.03	24.85	31.13	31.69
1	21.95	22.53	23.98	26.24	31.03
1.5	18.73	18.05	22.45	24.80	23.68
2	14.51	17.37	22.04	24.48	22.96
2.5	13.32	16.71	21.48	22.61	22.34
3	13.23	14.92	21.11	22.61	21.92
3.5	13.23	14.09	20.99	22.44	21.90
4	13.23	14.09	19.89	21.17	21.78
4.5	13.23	14.09	19.16	20.61	21.42
5.5	13.23	14.09	17.81	19.65	21.00
7.7	13.23	14.09	17.10	19.73	20.71
8	13.23	14.09	17.10	19.53	20.52
10	13.23	14.09	17.10	18.99	20.49
11.7	13.23	14.09	17.10	18.99	20.73

Tableau A.8: Teneur en eau en fonction de la profondeur de sol pour chaque temps d'immersion préalable ( $w_{initiale} = 16\%$ ,  $\rho_d = 1.55\text{g/cm}^3$ )

Profondeur (cm)	w (%)				
	$t_{immersion} = 13$ (min)	65	400	1465	2925
0.5	25.00	25.00	29.09	31.49	26.97
1	21.02	22.92	26.09	24.58	24.27
1.5	20.48	23.16	26.04	24.60	23.35
2	18.06	20.97	25.71	23.94	22.58
3	15.92	19.64	23.09	23.32	22.55
4	16.00	19.19	21.12	22.76	21.42
5	15.76	17.46	20.57	20.97	21.64
6	15.63	17.46	19.19	20.52	21.53
7.5	15.63	17.46	17.57	19.90	21.27
9	15.63	17.46	17.57	19.85	20.81
11.7	15.63	17.46	17.57	18.93	20.84
0	15.63	17.46	17.57	18.33	20.62
0	15.63	17.46	17.57	18.33	20.79
0	15.63	17.46	17.57	18.33	21.01



Tableau A.9: Teneur en eau en fonction de la profondeur de sol pour chaque temps d'immersion préalable ( $w_{initiale} = 17\%$ ,  $\rho_d = 1.55\text{g/cm}^3$ )

Profondeur (cm)	w (%)				
	$t_{immersion} = 10$ (min)	60	300	1440	2895
0.5	29.27	27.52	27.75	30.20	29.26
1	25.36	24.78	26.61	29.13	26.60
1.5	21.88	23.40	25.85	28.45	25.05
2	20.43	21.60	24.10	25.21	24.41
2.5	19.60	20.31	23.12	25.00	23.55
3	17.17	19.67	22.03	25.00	23.00
4	16.98	19.04	22.44	23.50	23.55
5	16.96	18.59	21.56	23.76	24.01
6	16.96	18.54	21.45	23.06	23.13
7	16.96	18.54	21.38	23.14	22.62
8	16.96	18.54	21.69	23.11	22.96
9	16.96	18.54	22.05	23.20	23.01
10	16.96	18.54	21.78	23.00	23.01
11	16.96	18.54	21.78	23.00	23.01
11.7	16.96	18.54	21.78	23.00	23.01

Tableau A.10: Succion en fonction de la profondeur de sol pour chaque temps d'immersion préalable ( $w_{initiale} = 17\%$ ,  $\rho_d = 1.55\text{g/cm}^3$ )

Profondeur (cm)	Succion (kPa)				
	$t_{immersion} = 10$ (min)	60	300	1440	2895
0.5	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0
1.5	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0
2.5	1.5	0	0	0	0
3	34.02	1.50	0	0	0
4	40.96	17.62	0	0	0
5	41.67	29.53	0	0	0
6	41.67	29.53	0	0	0
7	41.67	29.53	0	0	0
8	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0
11.7	0	0	0	0	0

Tableau A.11: Teneur en eau en fonction de la profondeur de sol pour chaque temps d'immersion préalable ( $w_{initiale} = 18\%$ ,  $\rho_d = 1.55\text{g/cm}^3$ )

Profondeur (cm)	w (%)				
	$t_{immersion} =$ 10 (min)	60	305	1440	2880
0.5	25.26	25.00	24.43	28.38	26.27
1	24.32	24.03	23.33	23.26	24.20
1.5	21.82	21.32	22.63	23.51	23.62
2	21.47	21.38	23.39	23.19	23.04
3	20.66	20.71	22.16	23.53	23.33
4	20.36	21.25	22.64	21.74	23.87
5	20.00	20.83	22.92	22.54	22.99
6	20.78	20.61	21.71	22.20	22.59
7	20.97	20.79	22.27	21.09	22.43
8	20.22	20.83	22.34	21.93	22.98
9	20.22	20.83	21.71	21.88	22.74
10	20.22	20.83	21.71	21.79	22.55
11	20.22	20.83	21.71	21.79	22.38
11.7	20.22	20.83	21.71	21.79	23.12

Tableau A.12: Teneur en eau en fonction de la profondeur de sol pour chaque temps d'immersion préalable ( $w_{initiale} = 20\%$ ,  $\rho_d = 1.55\text{g/cm}^3$ )

Profondeur (cm)	w (%)			
	$t_{immersion} =$ 12 (min)	60	180	300
1	25.37	25.35	27.00	26.09
2	22.66	22.68	24.91	23.69
3	21.88	21.95	23.09	23.24
4	21.64	21.46	22.89	23.15
5	21.30	21.45	22.69	23.31
6	21.41	21.69	22.14	23.19
7	21.41	21.69	22.00	22.90
9	21.41	21.69	22.12	23.08
10.5	21.41	21.69	22.12	23.08
11.7	21.41	21.69	22.12	23.08



# ANNEXE B

$\rho_d = 1.713 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.61\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 0 \text{ min}$

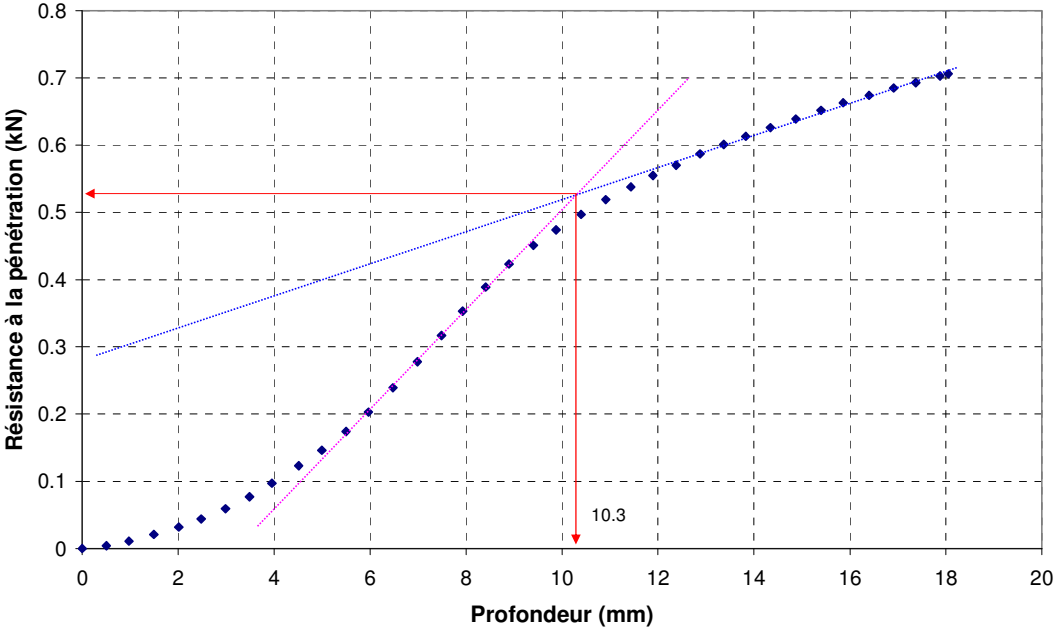


Figure B1.1: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.713 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.61\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 13 \text{ min}$

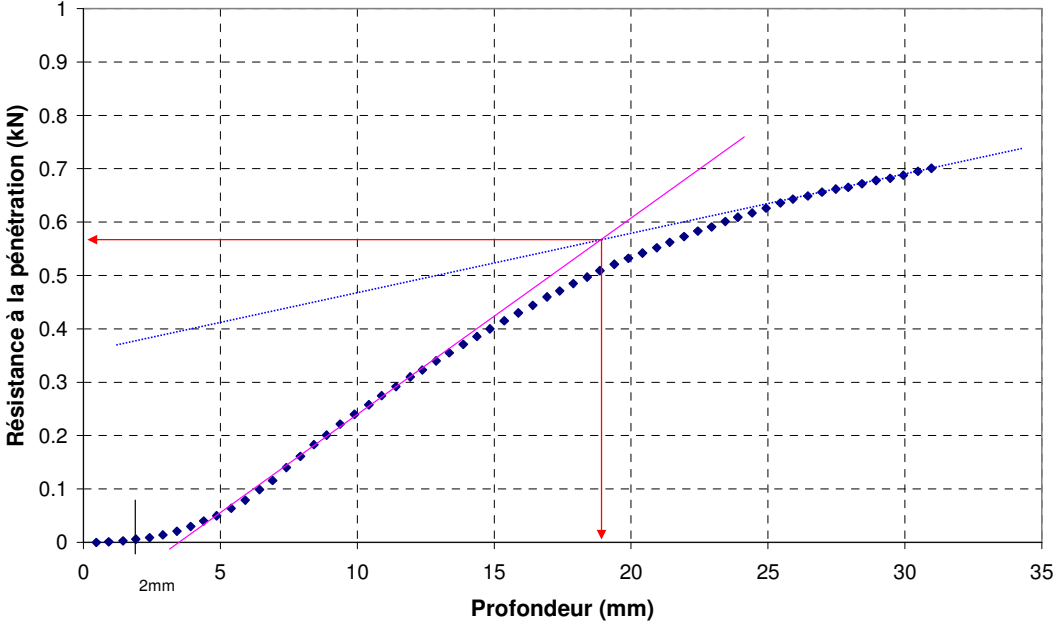


Figure B1.2: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1,713 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16,51\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 5\text{h}13'$

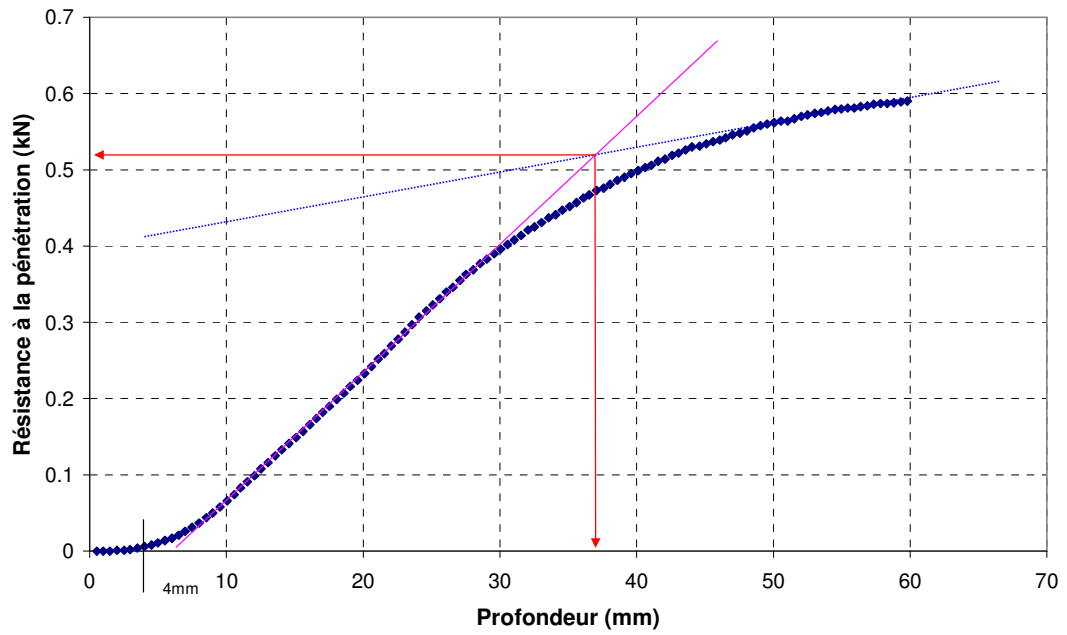


Figure B1.3: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.713 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.61\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 19\text{h}40'$

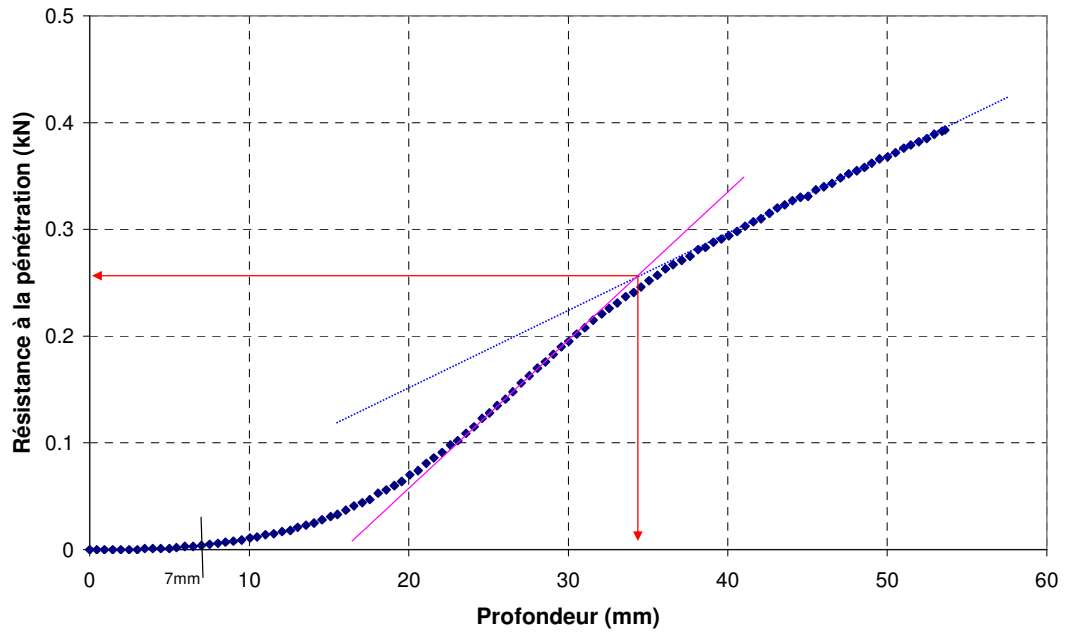


Figure B1.4: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.713 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.61\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 43\text{h}30'$

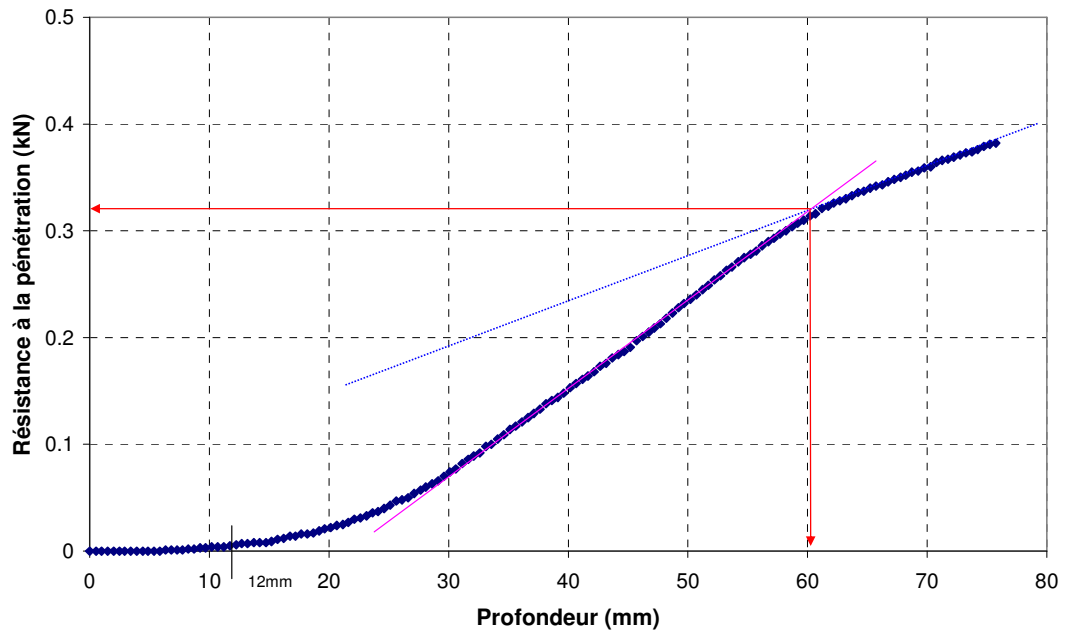


Figure B1.5: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1,708\text{g/cm}^3$ ;  $w = 17,84\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 0'$

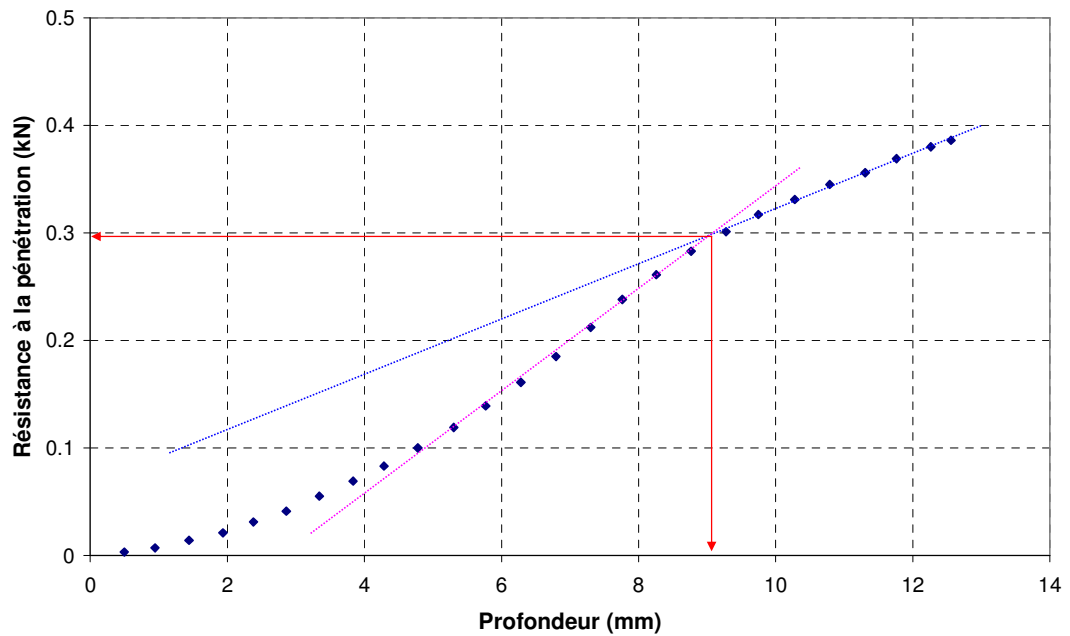


Figure B2.1: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.708 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 17.84\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 10'$

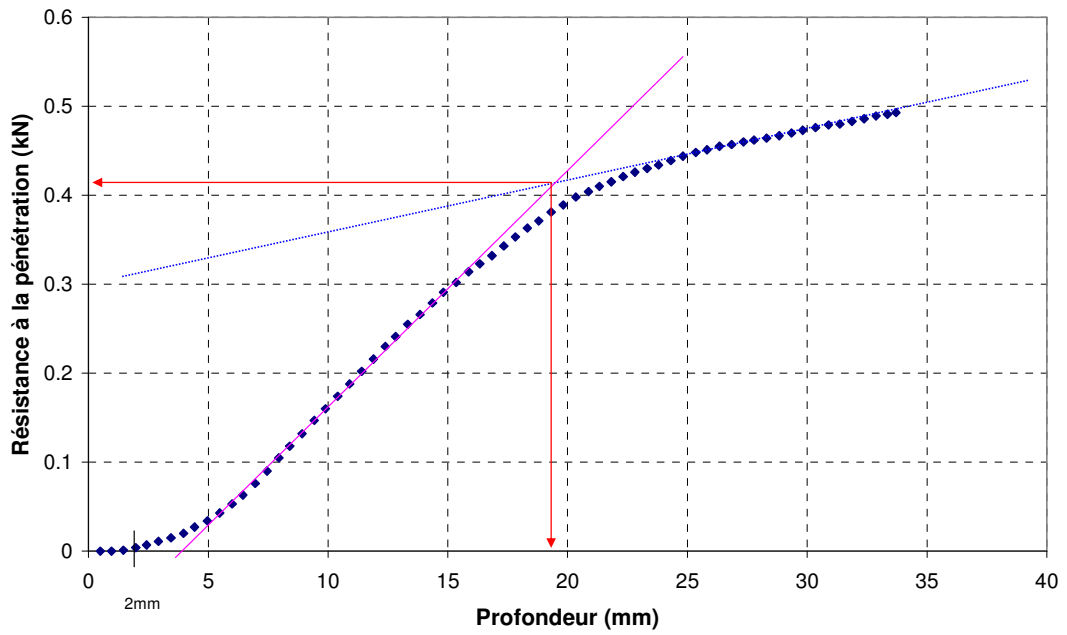


Figure B2.2: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.708 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 17.84\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 5h10'$

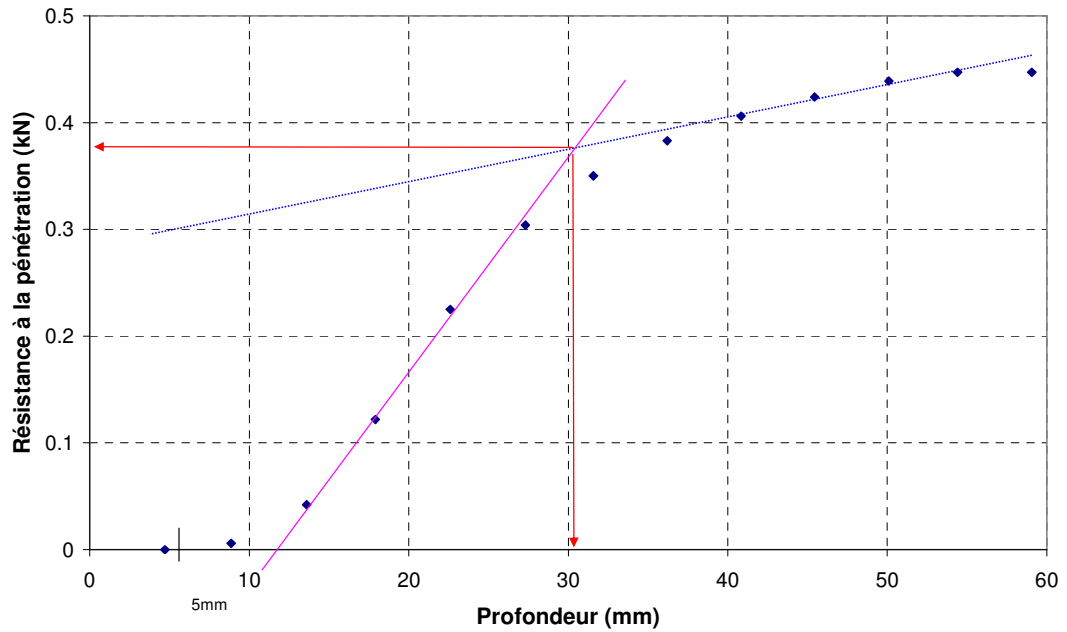


Figure B2.3: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.708 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 17.84\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 20\text{h}50'$

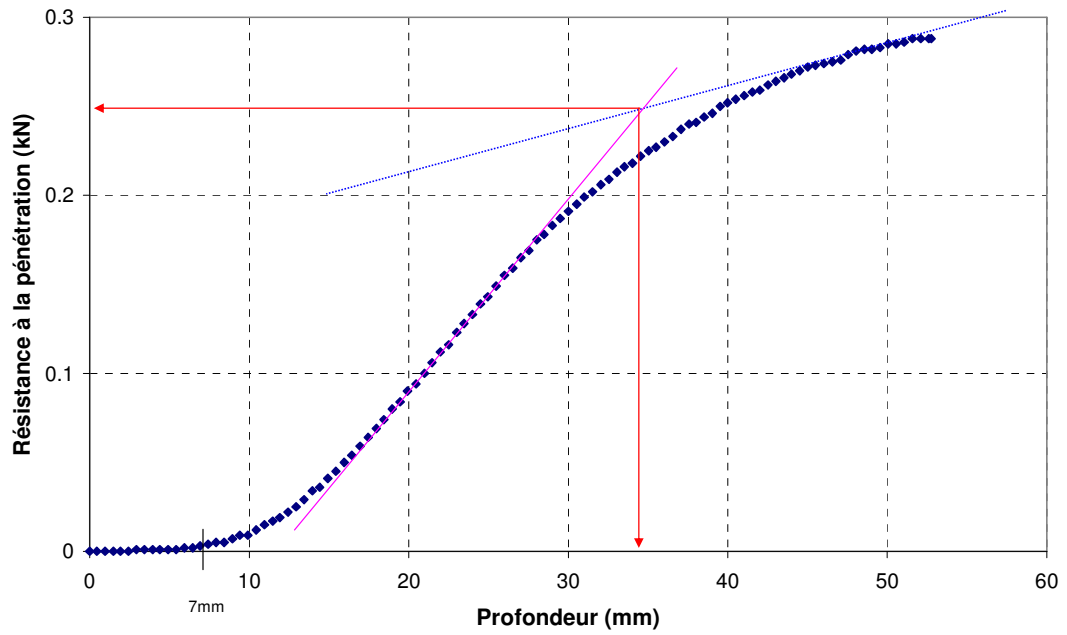


Figure B2.4: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.708 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 17.84\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 43\text{h}50'$

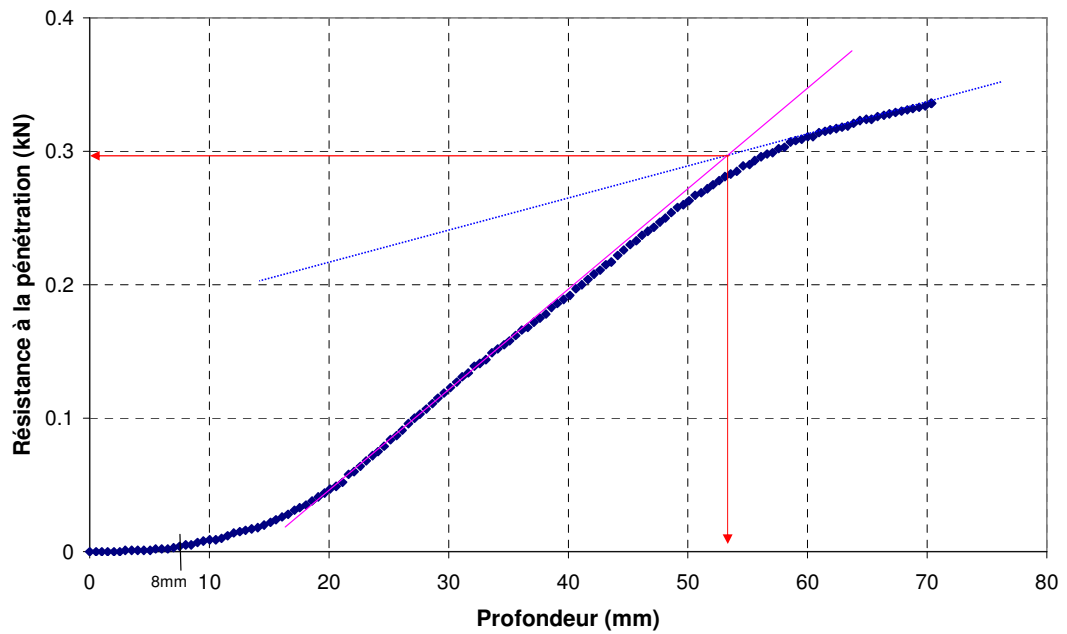


Figure B2.5: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol



$\rho_d = 1.71 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 18.55\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 0'$

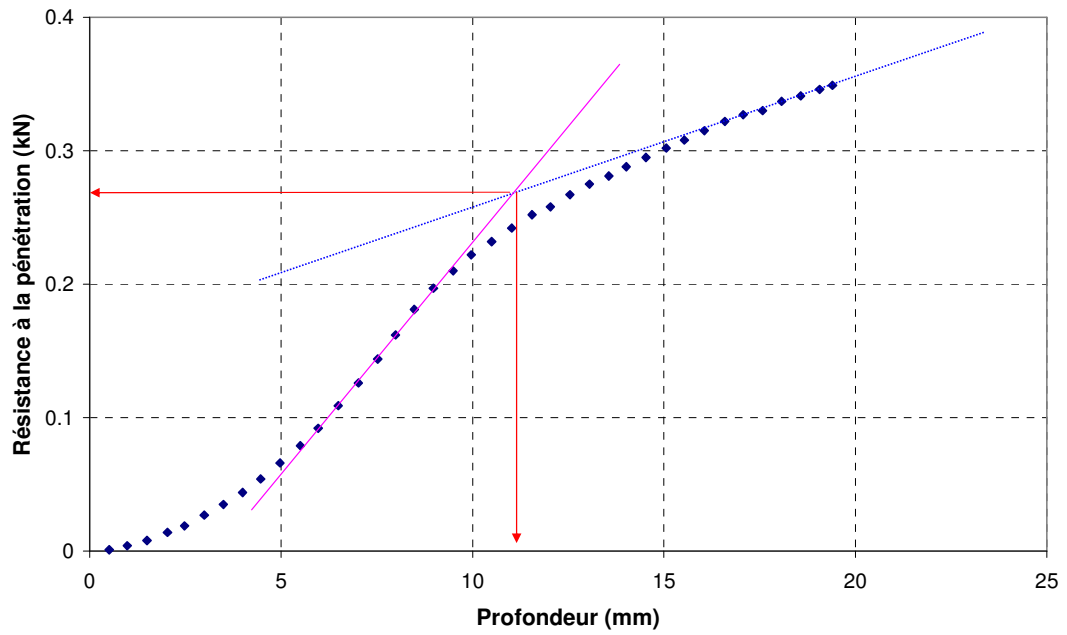


Figure B3.1: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.71 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 18.55\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 10'$

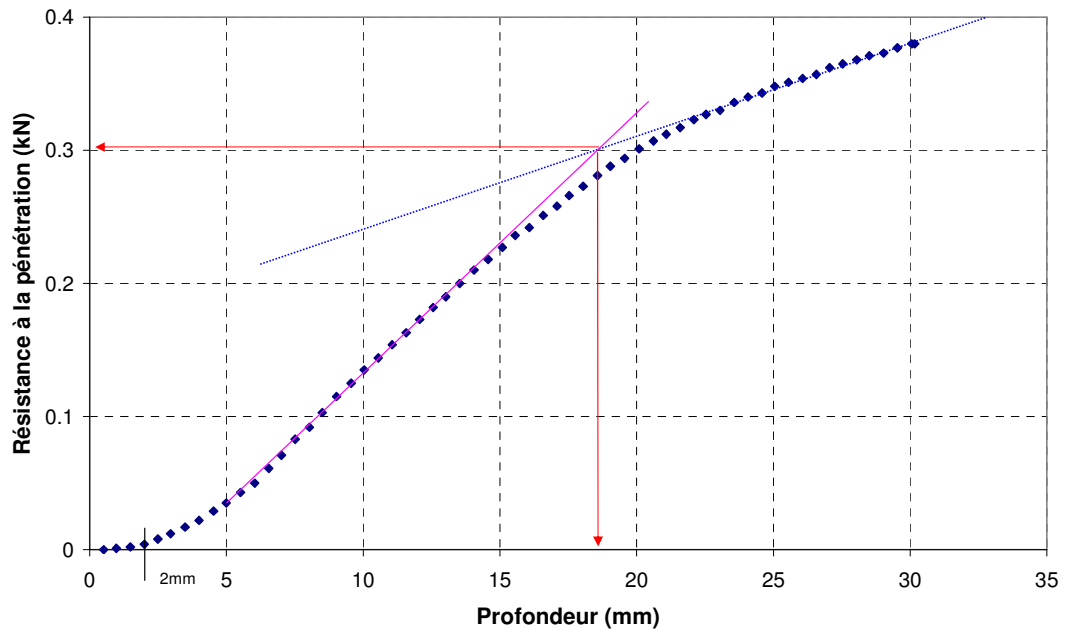


Figure B3.2: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.71 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 18.55\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 5\text{h}10'$

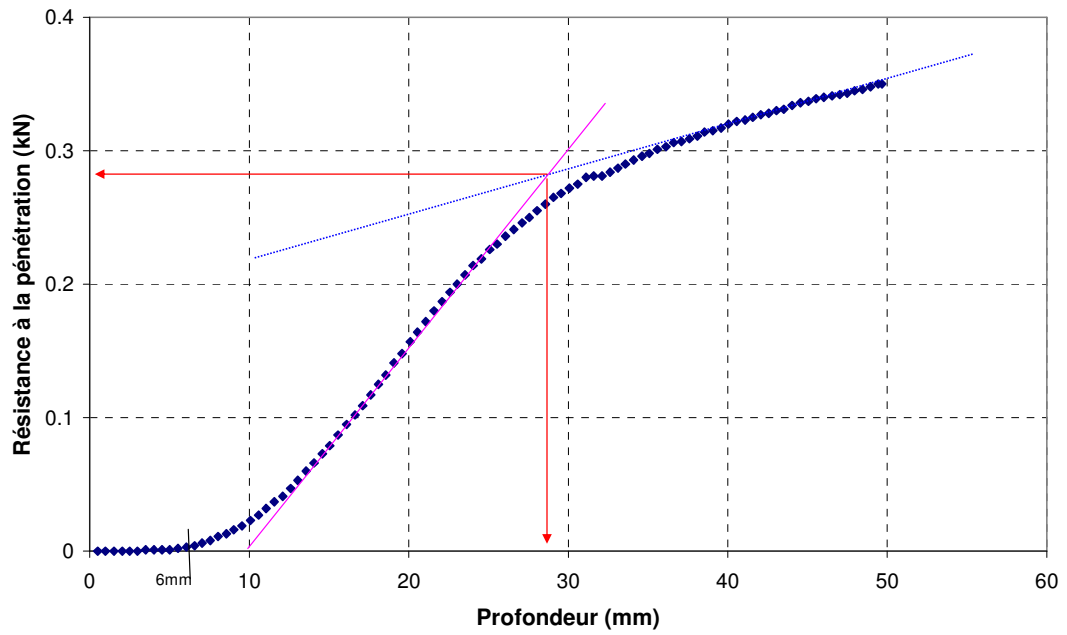


Figure B3.3: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.71 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 18.55\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 20\text{h}25'$

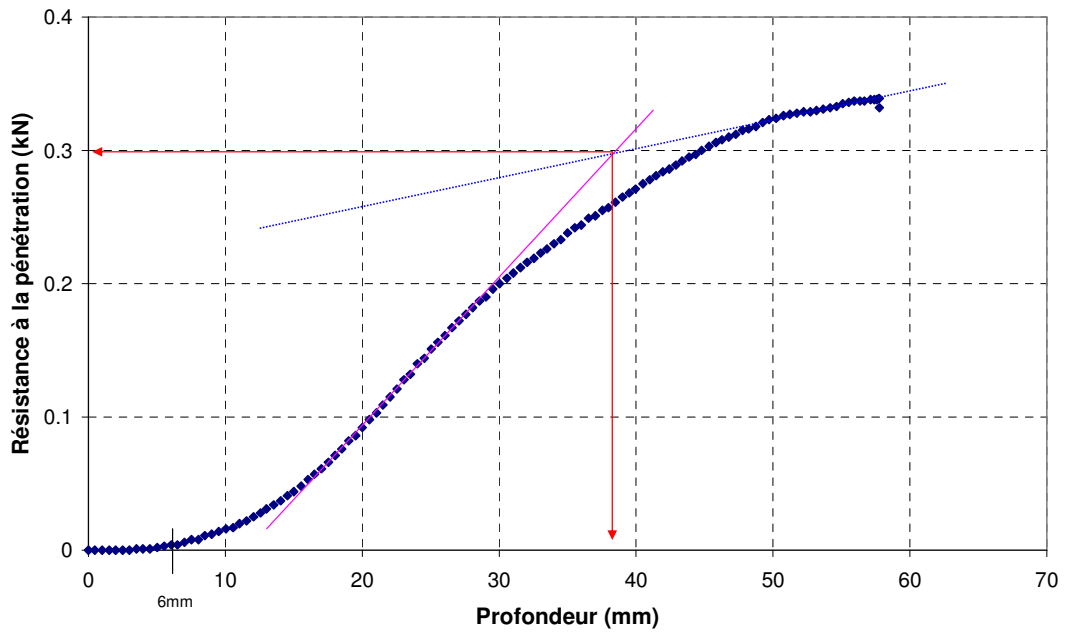


Figure B3.4: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.71 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 18.55\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 43\text{h}15'$

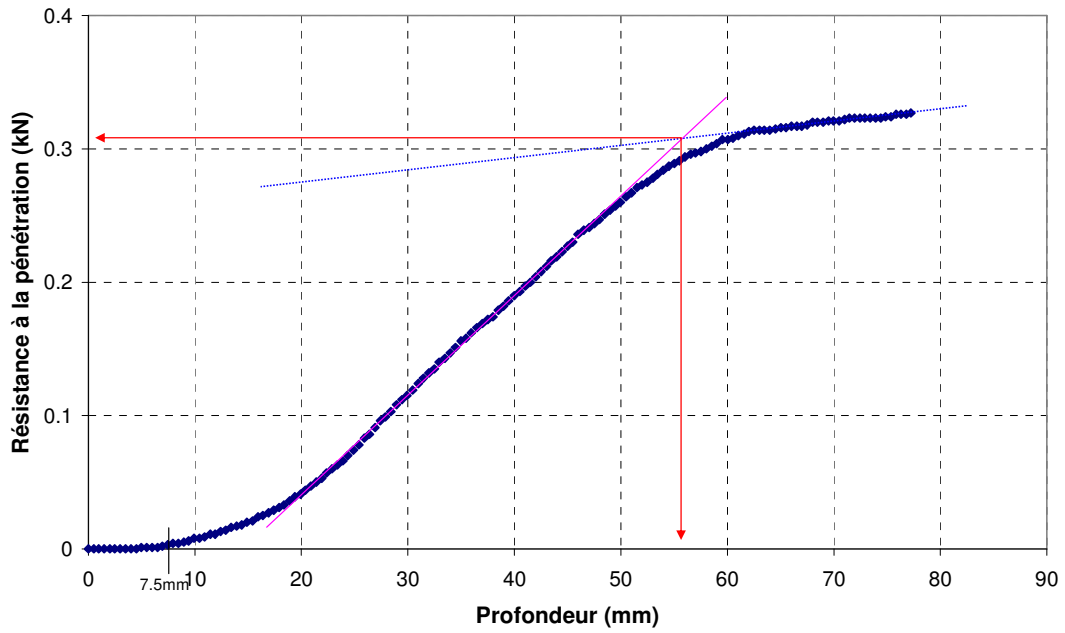


Figure B3.5: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.705 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 19.76\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 0'$

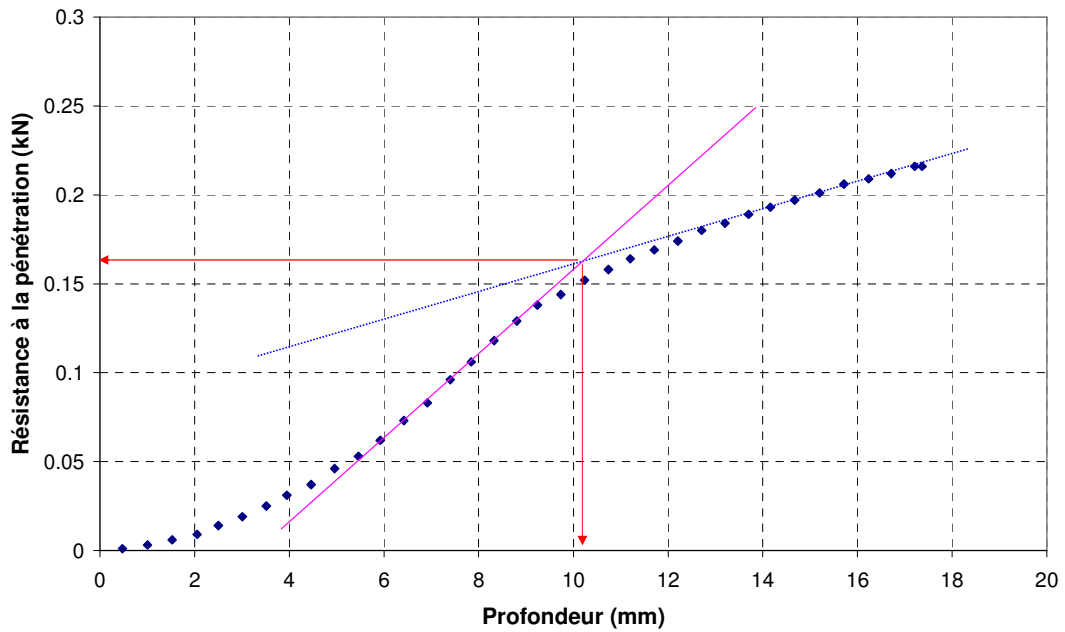


Figure B4.1: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.705 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 19.76\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 10'$

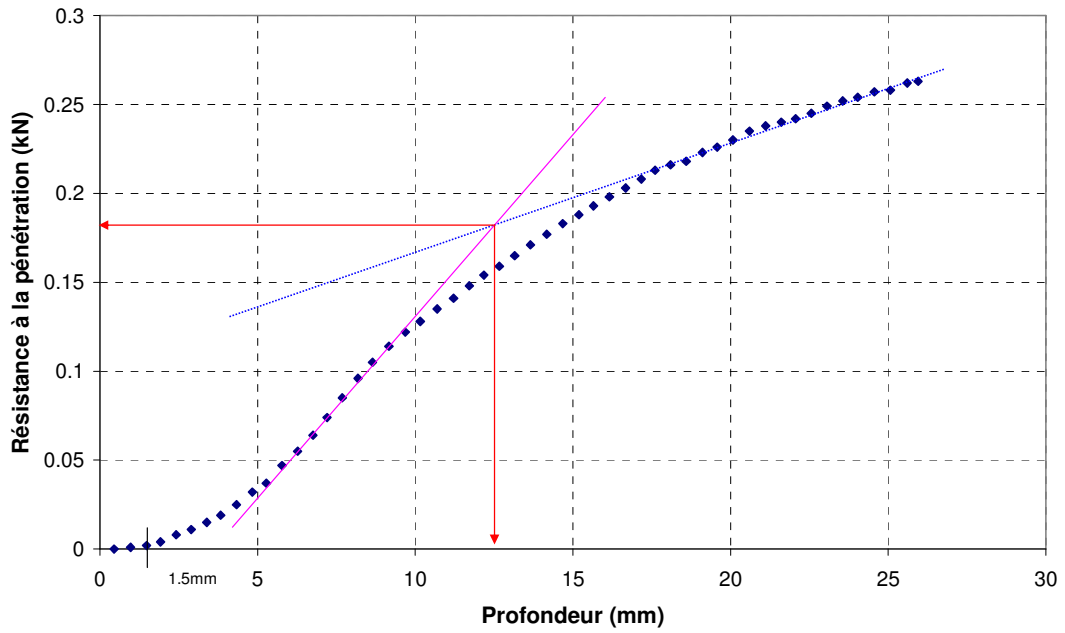


Figure B4.2: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.705 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 19.76\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 5h10'$

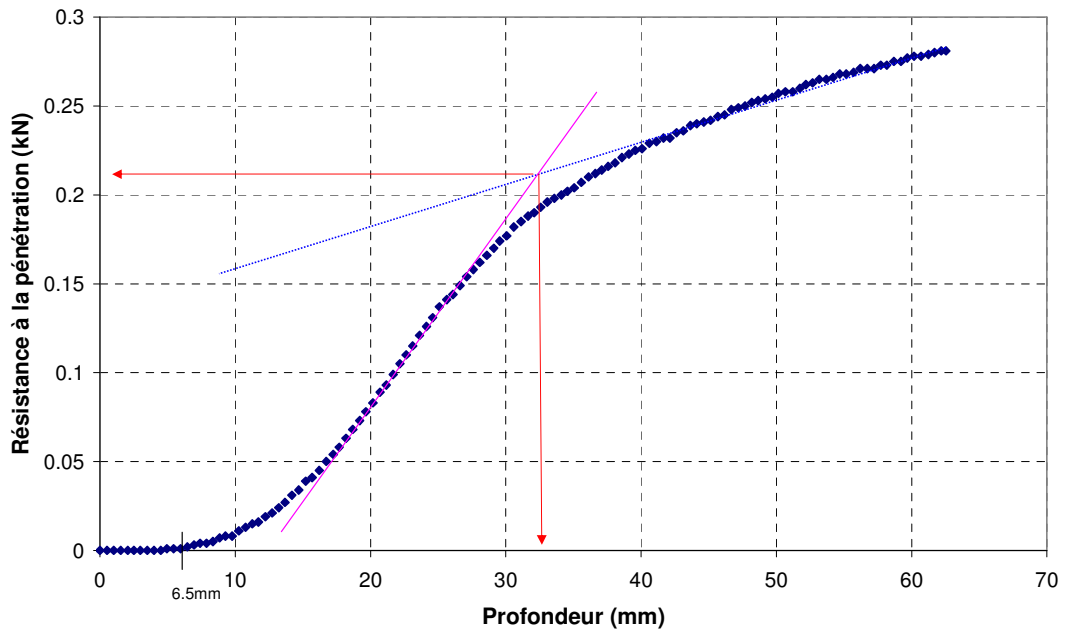


Figure B4.3: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.705 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 19.76\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 23\text{h}20'$

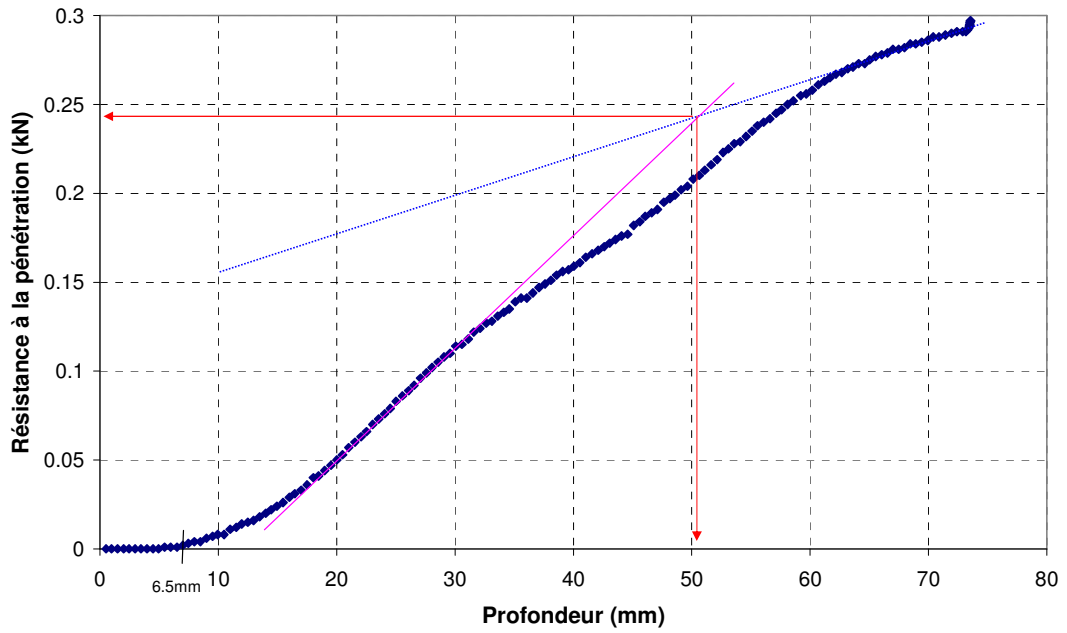


Figure B4.4: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.705 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 19.76\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 45\text{h}15'$

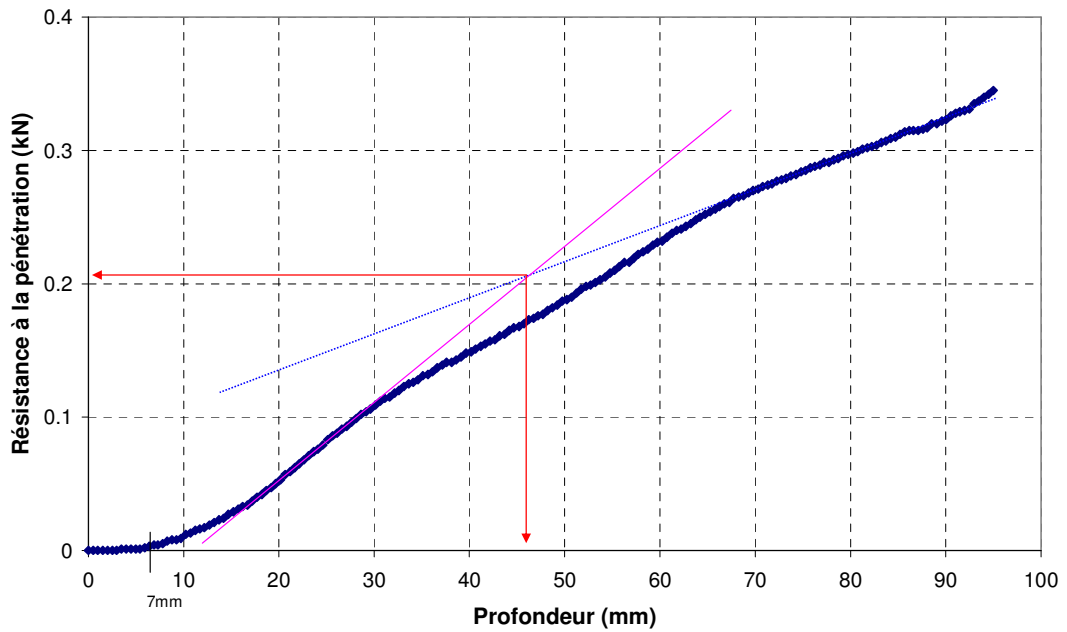


Figure B4.5: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.702 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.19\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 0'$

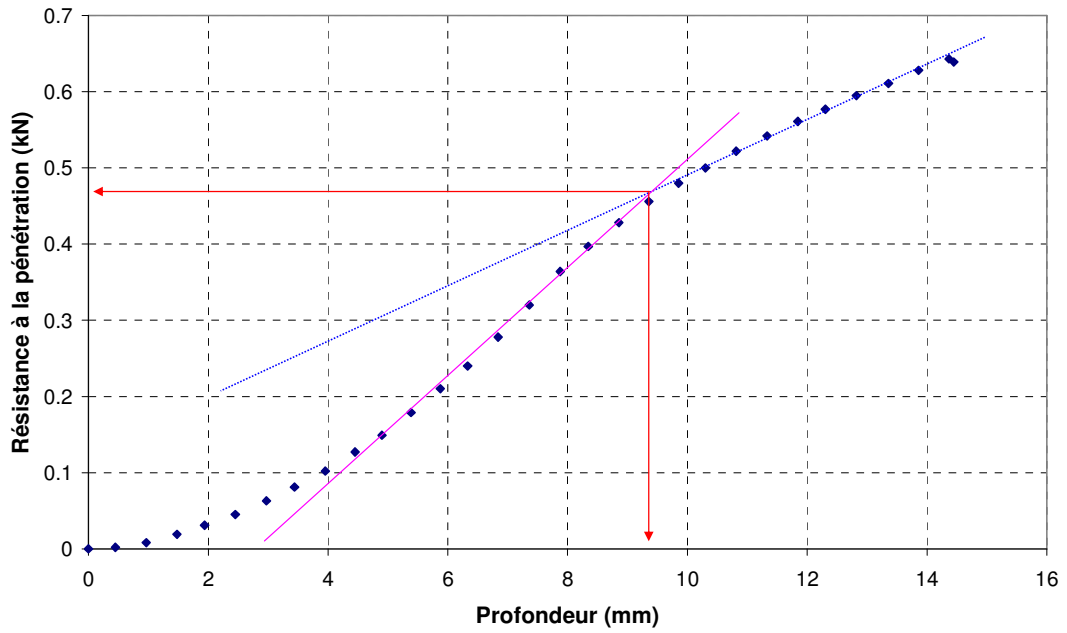


Figure B5.1: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.702 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.19\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 10'$

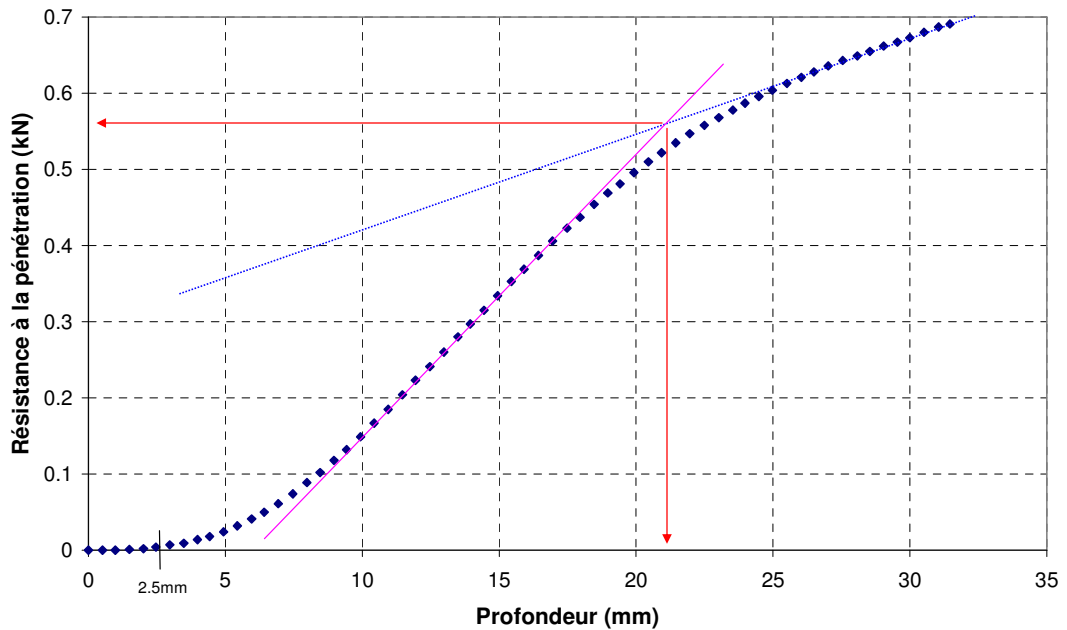


Figure B5.2: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.702 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.19\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 5\text{h}10'$

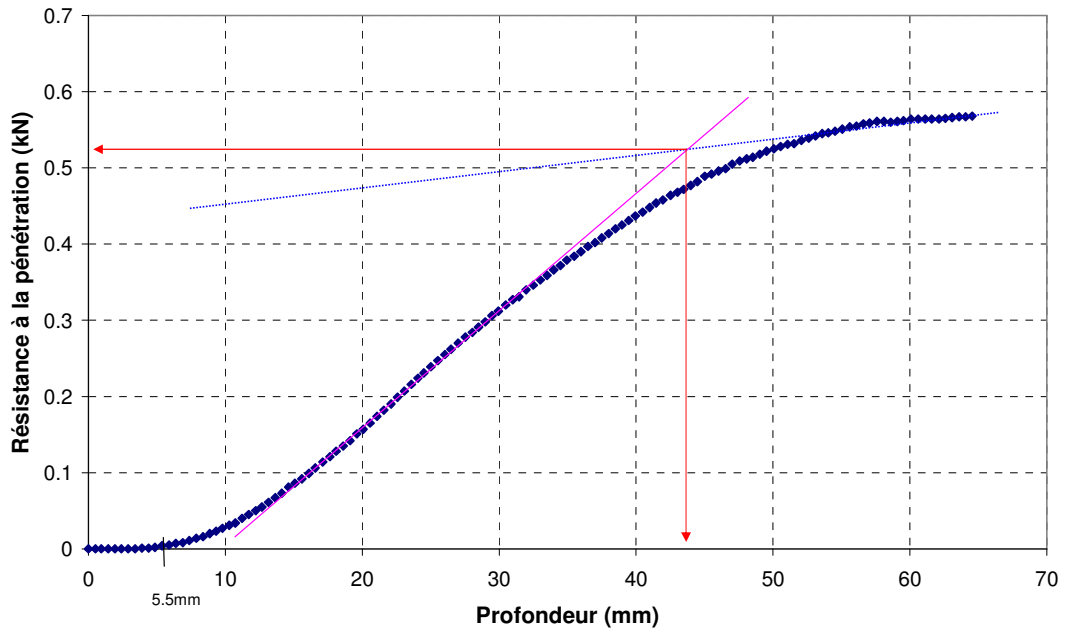


Figure B5.3: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.702 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.19\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 20\text{h}40'$

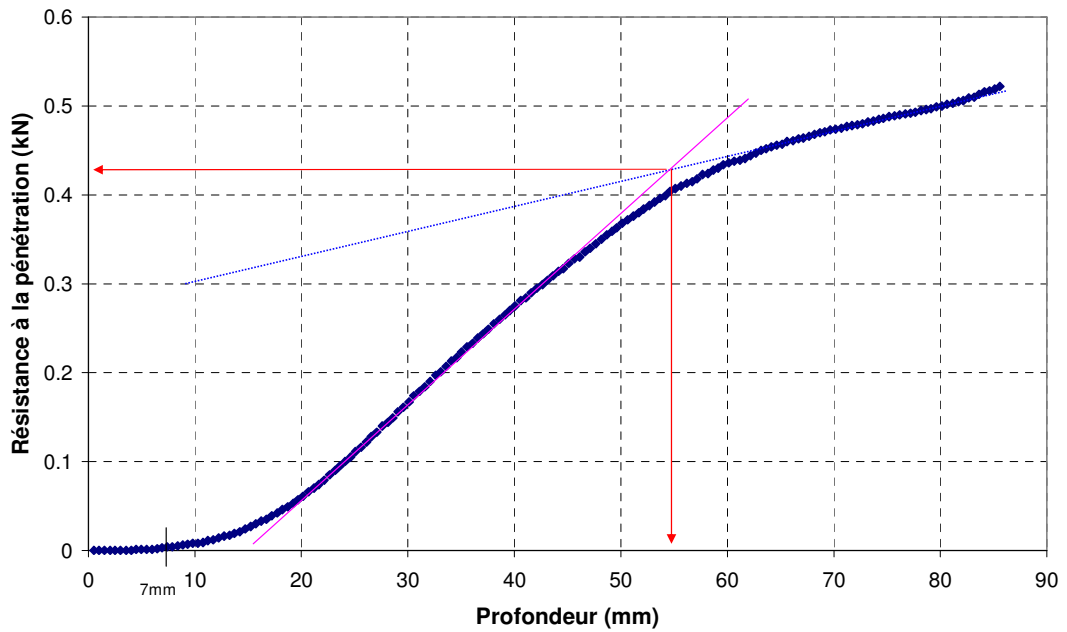


Figure B5.4: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.702 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.19\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 45\text{h}34'$

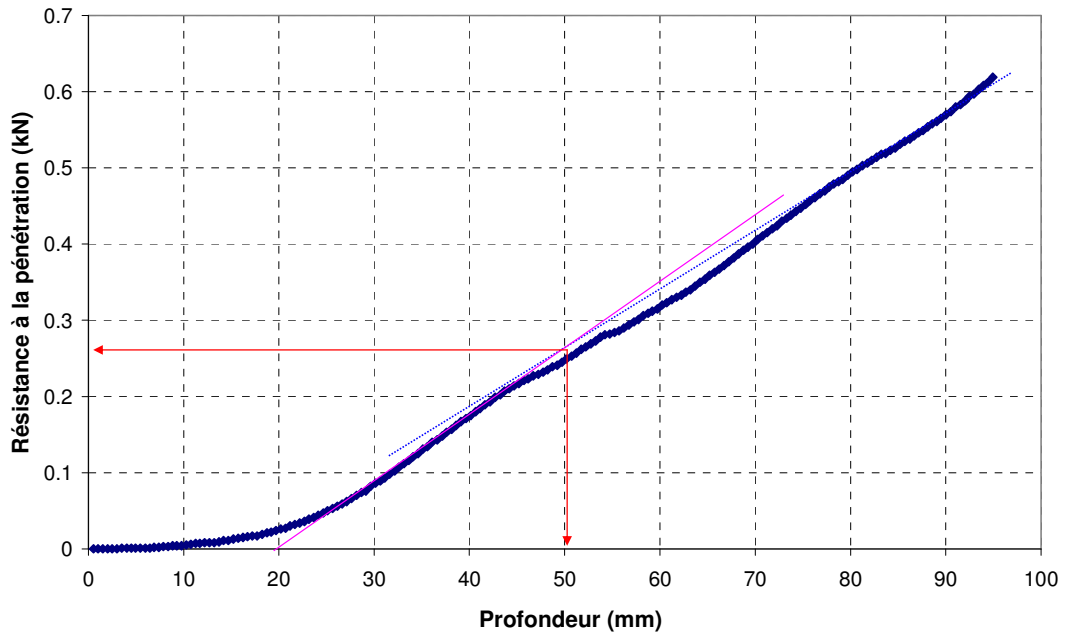


Figure B5.5: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.705 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 15.19\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 0'$

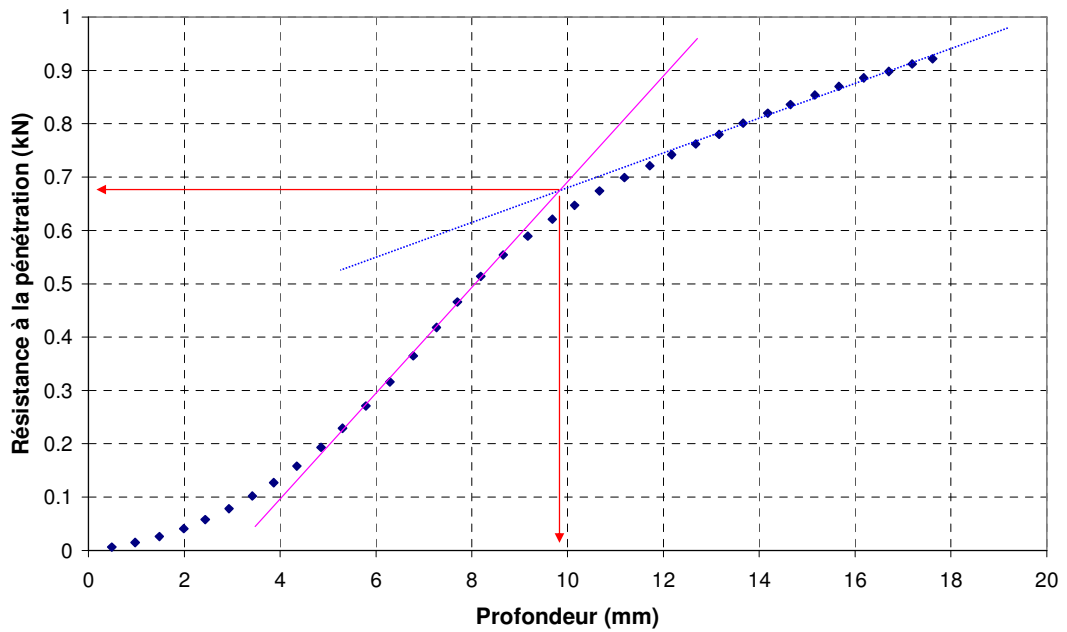


Figure B6.1: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol



$\rho_d = 1.705 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 15.19\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 10'$

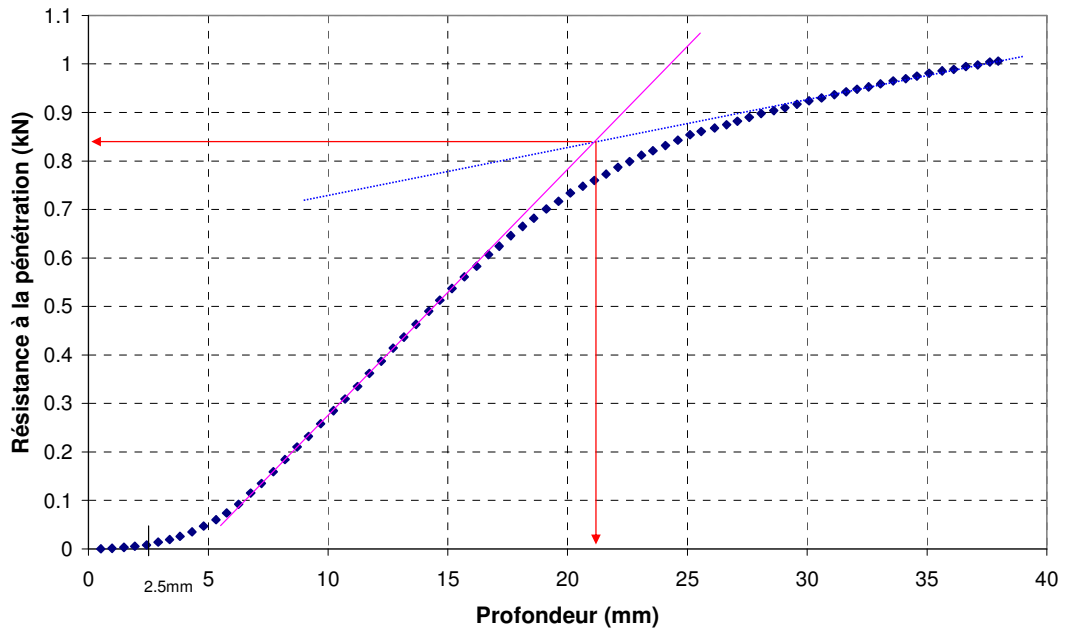


Figure B6.2: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.705 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 15.19\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 5h10'$

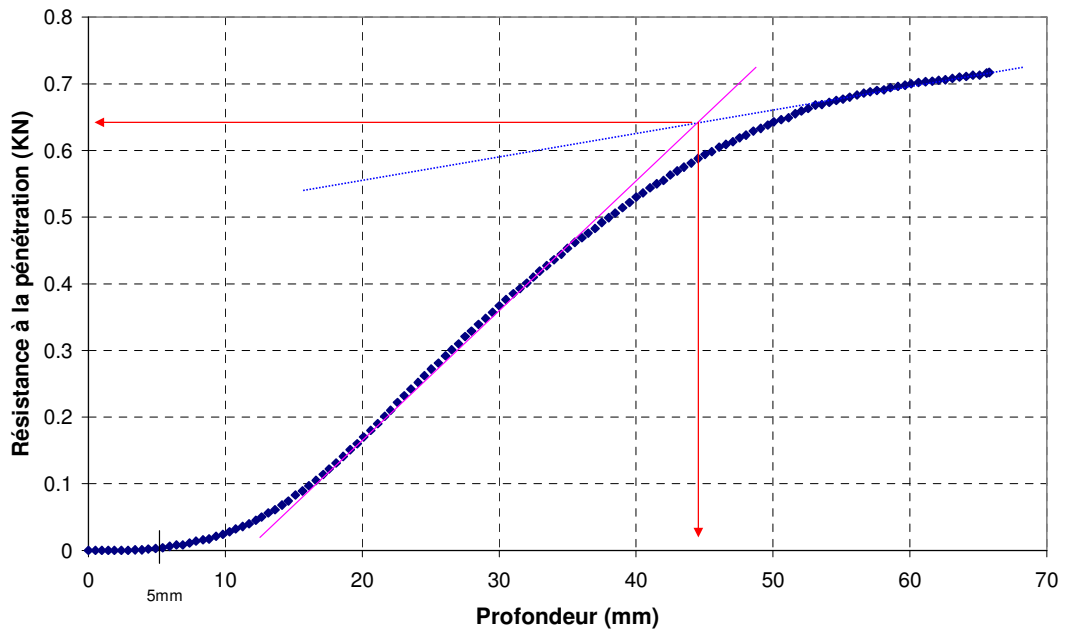


Figure B6.3: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.705 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 15.19\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 17\text{h}30'$

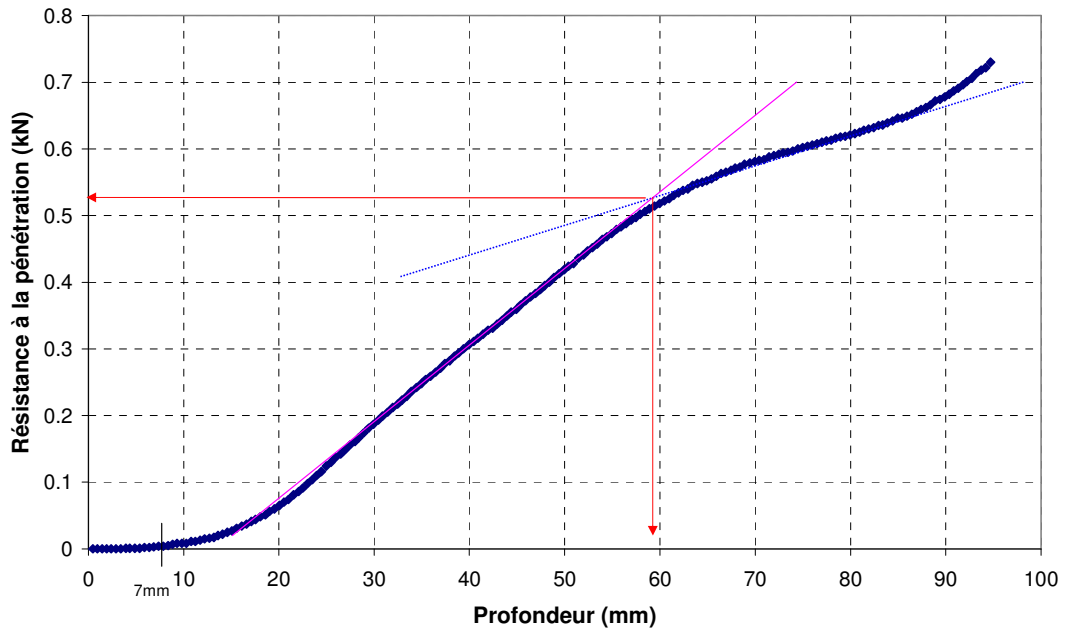


Figure B6.4: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.705 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 15.19\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 38\text{h}0'$

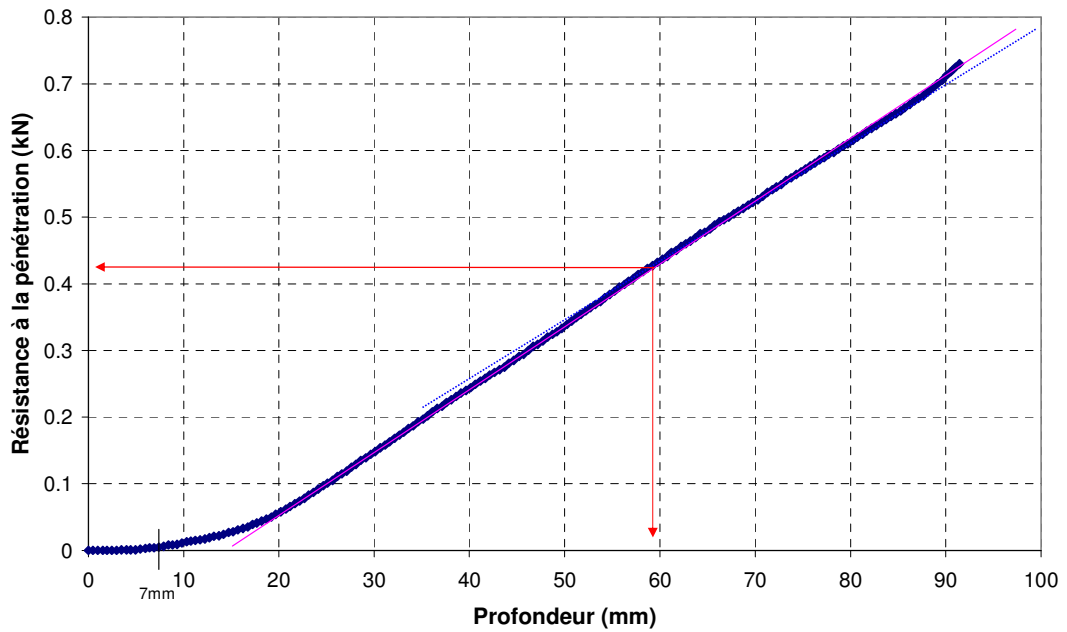


Figure B6.5: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.70 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 14.21\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 0'$

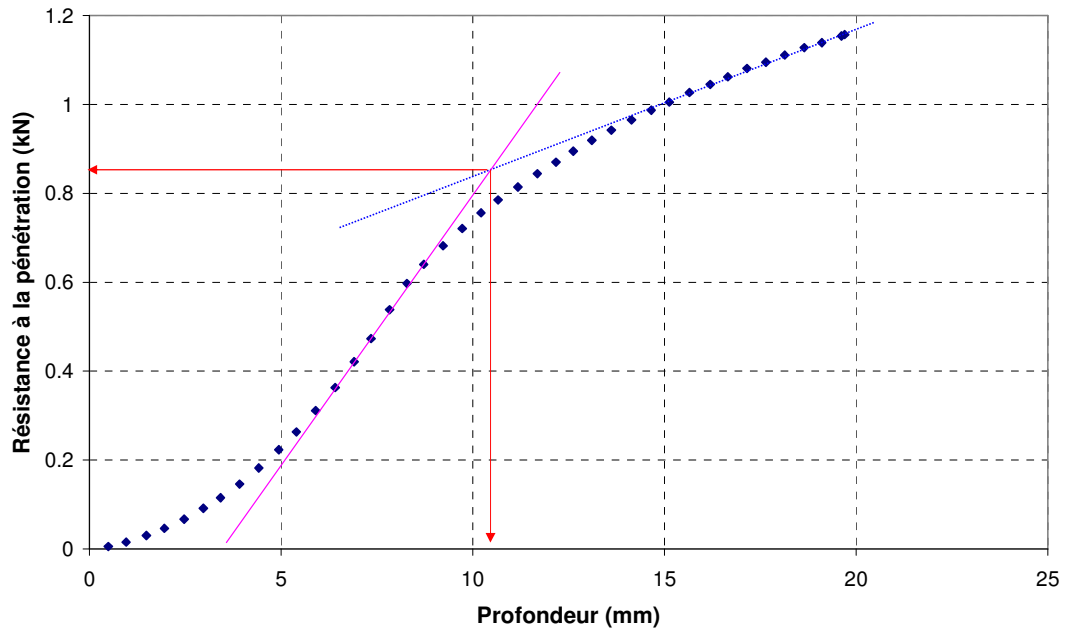


Figure B7.1: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.70 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 14.21\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 12'$

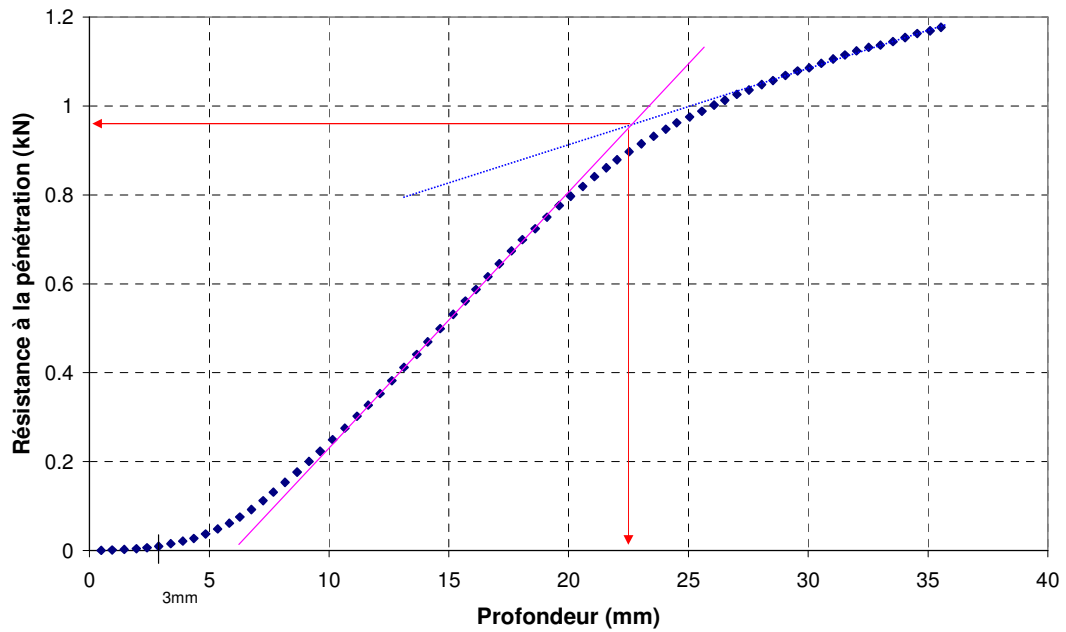


Figure B7.2: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.70 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 14.21\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 5\text{h}12'$

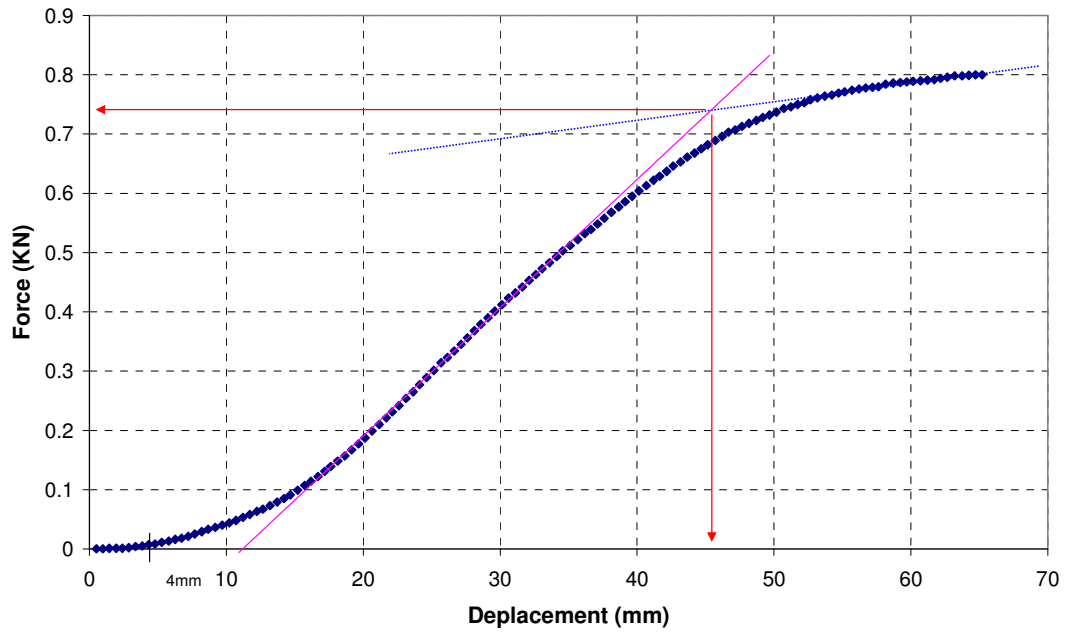


Figure B7.3: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.70 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 14.21\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 21\text{h}22'$

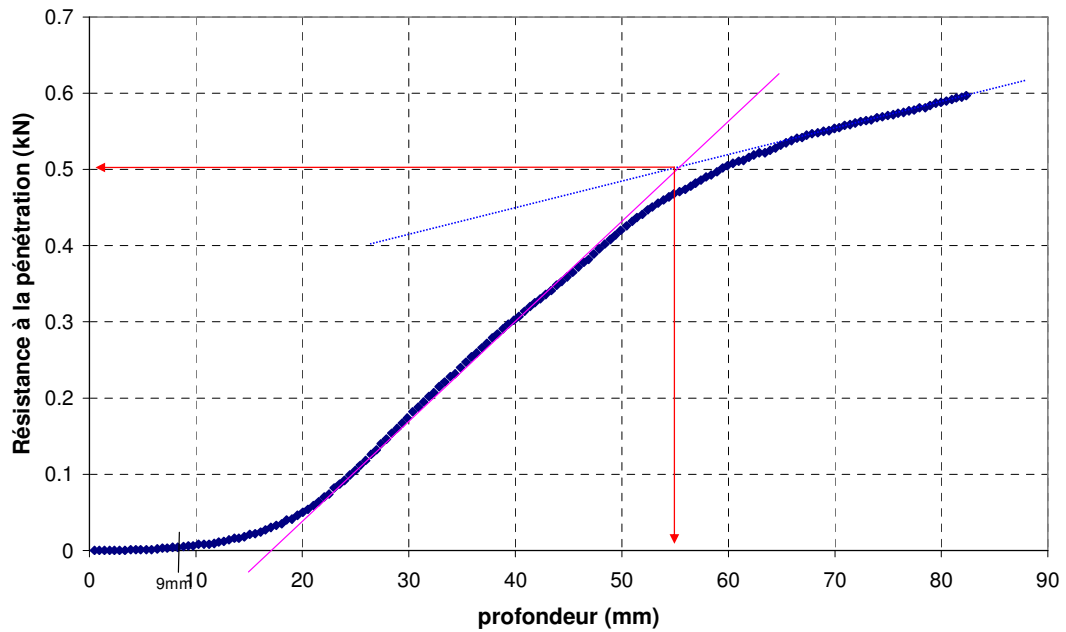


Figure B7.4: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.70 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 14.21\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 43\text{h}13'$

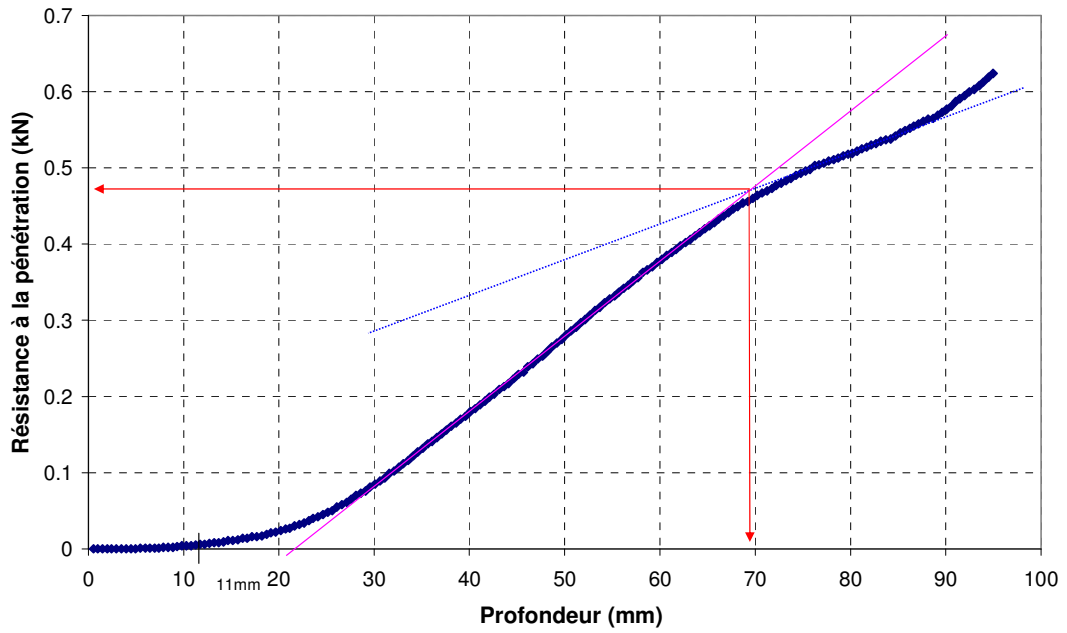


Figure B7.5: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.66 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.99\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 0'$

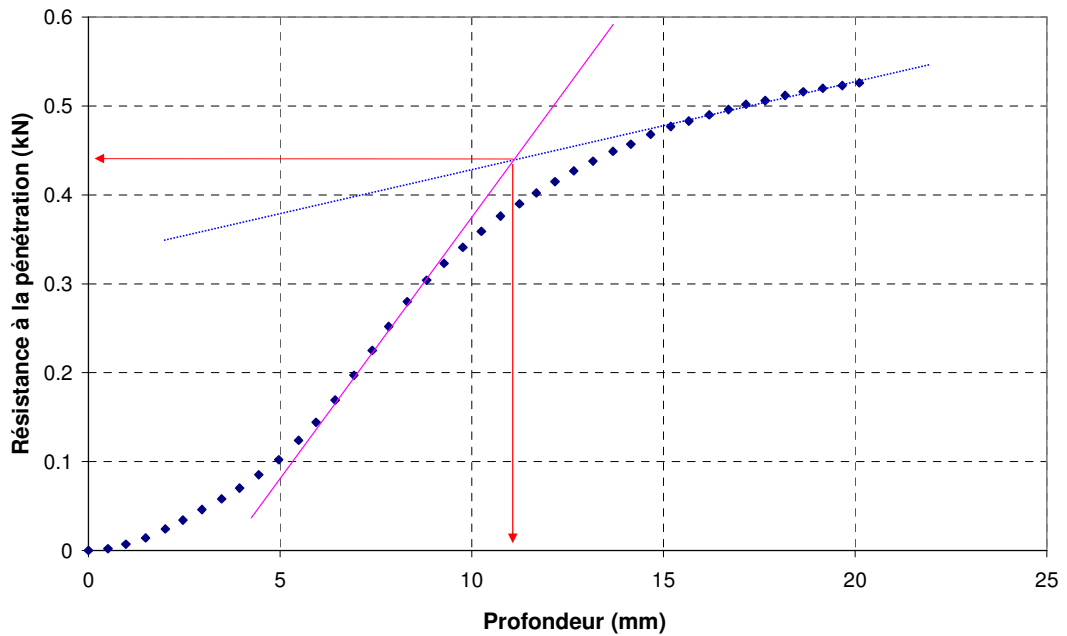


Figure B8.1: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.66 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.99\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 11'$

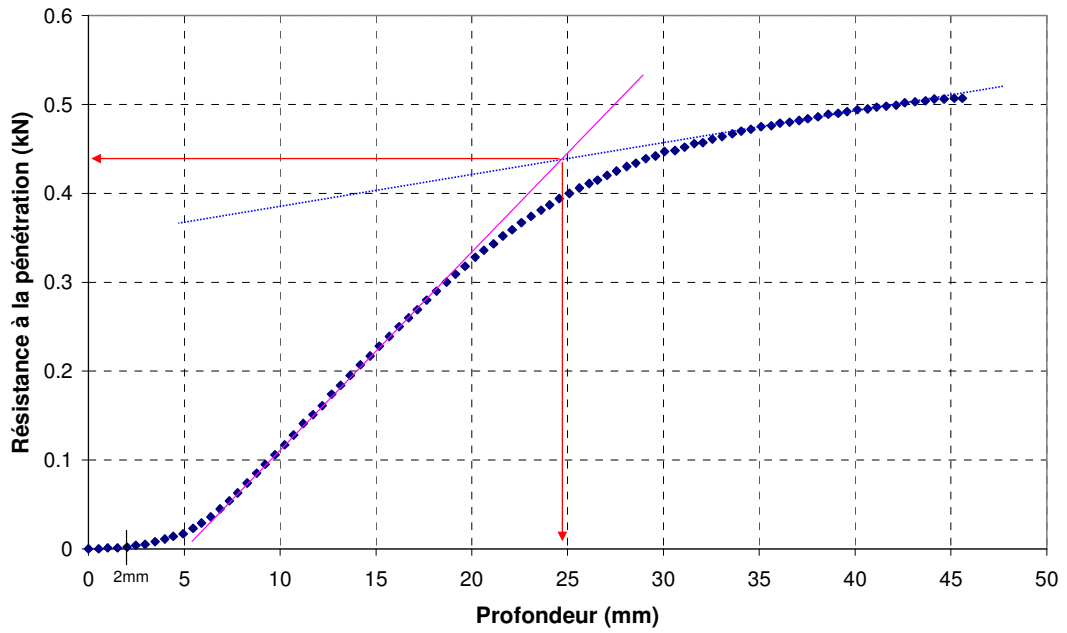


Figure B8.2: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.66 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.99\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 5\text{h}14'$

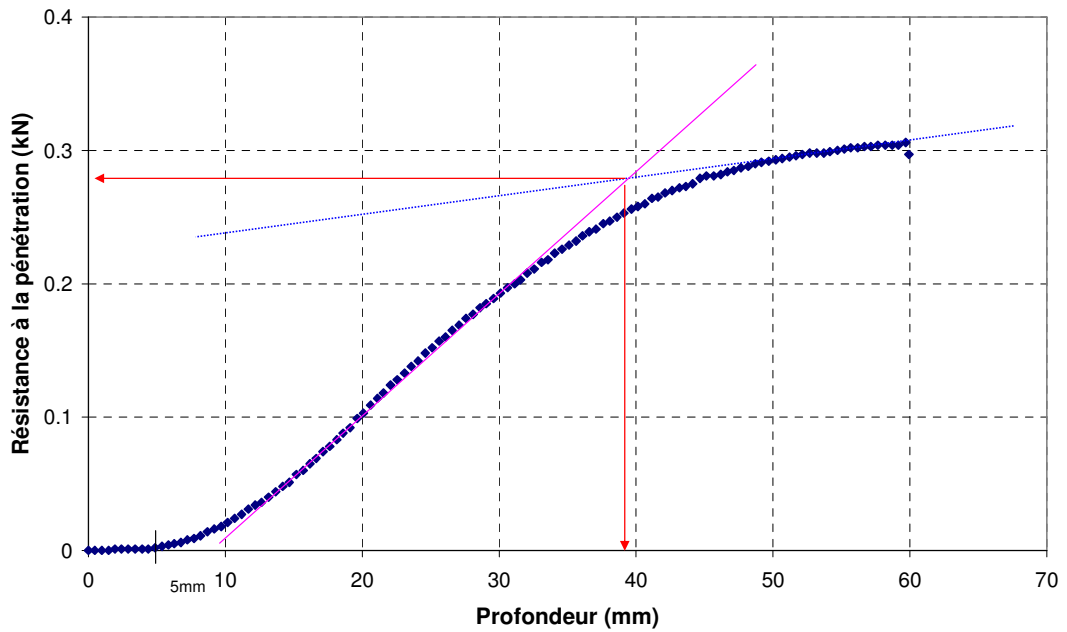


Figure B8.3: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.66 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.99\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 21\text{h}47'$

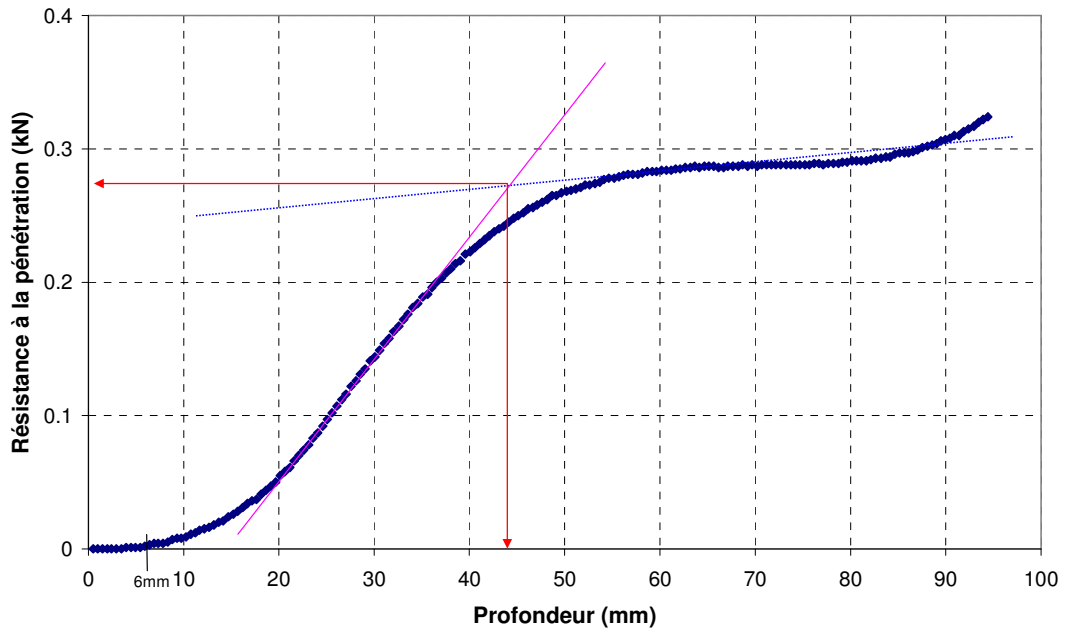


Figure B8.4: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.66 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.99\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 41\text{h}17'$

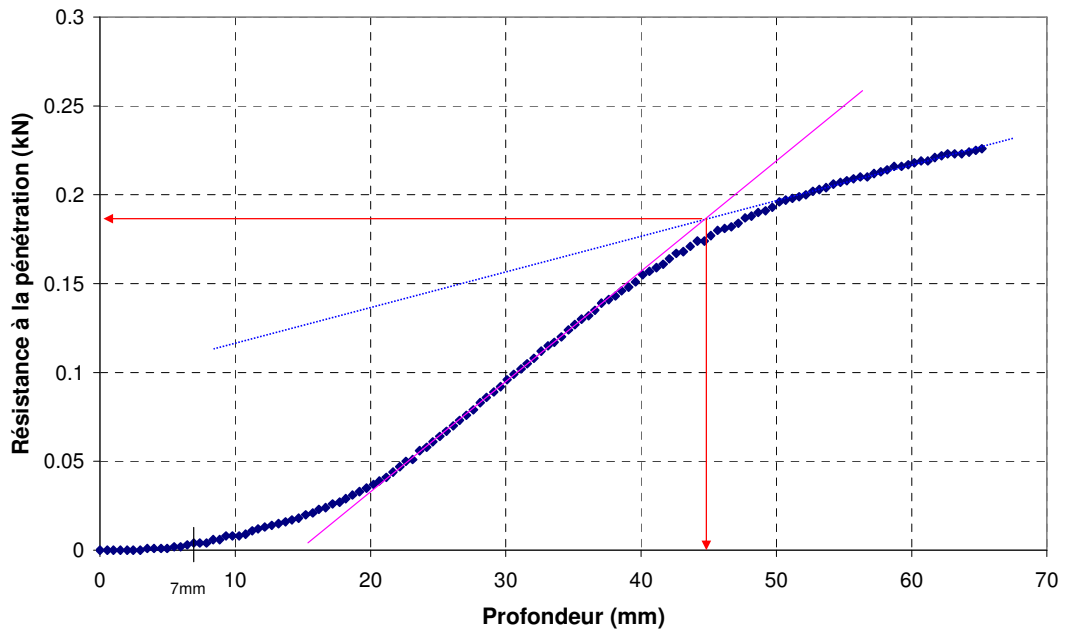


Figure B8.5: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.563 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.96\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 0'$

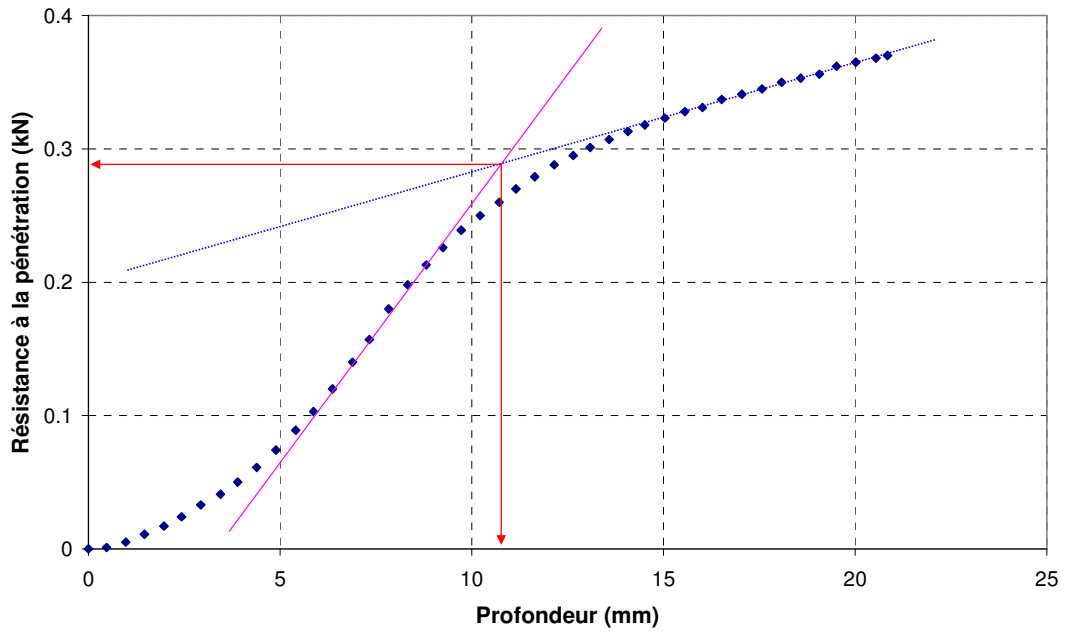


Figure B9.1: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.563 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.96\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 10'$

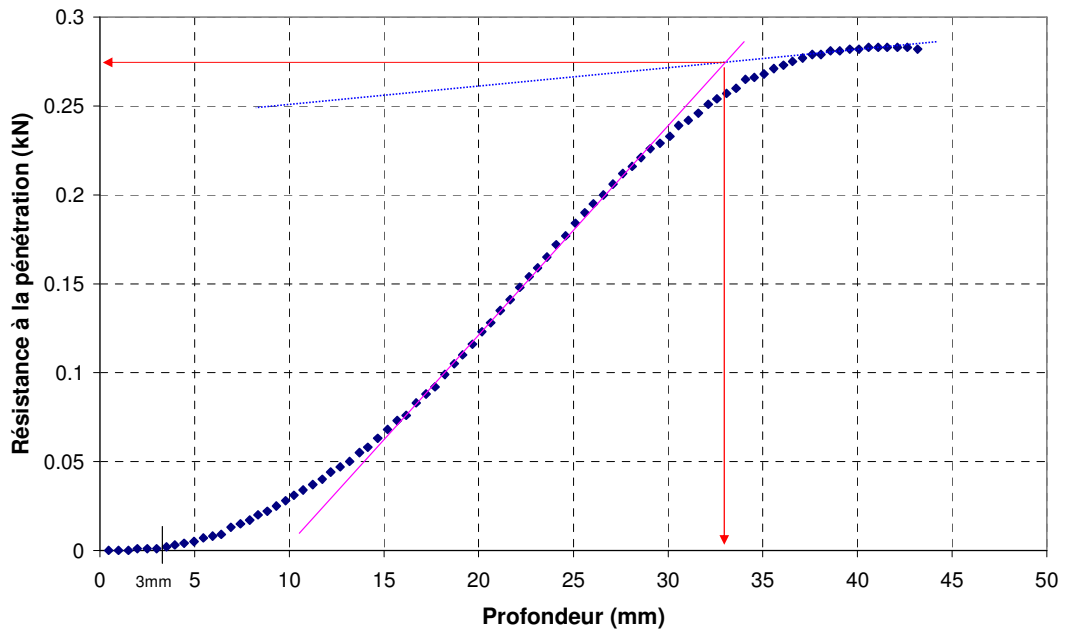


Figure B9.2: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol



$\rho_d = 1.563 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.96\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 5\text{h}15'$

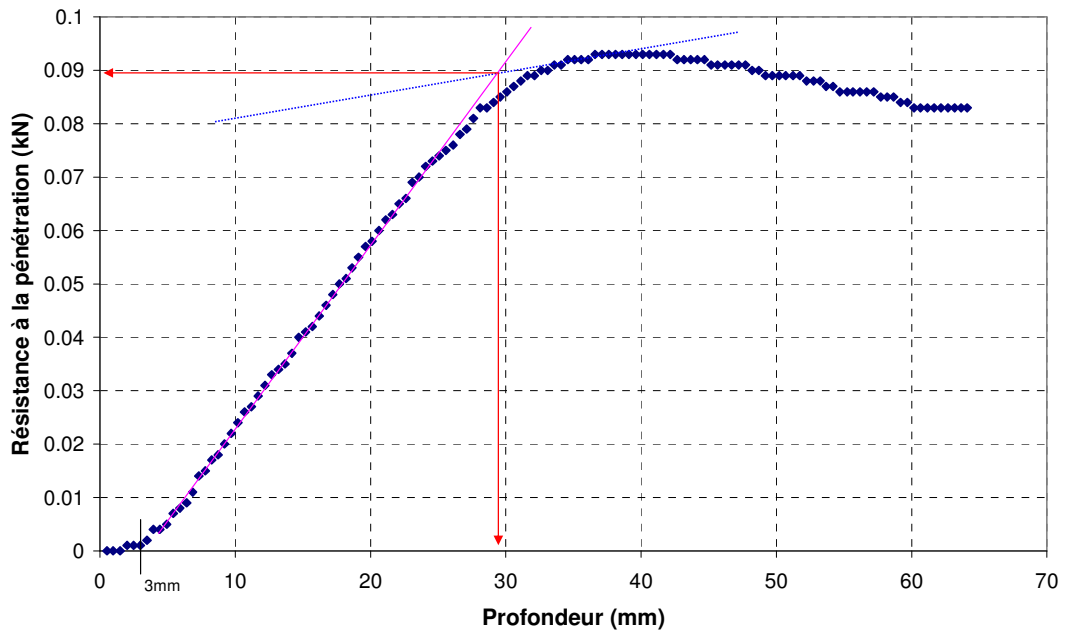


Figure B9.3: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.563 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.96\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 19\text{h}15'$

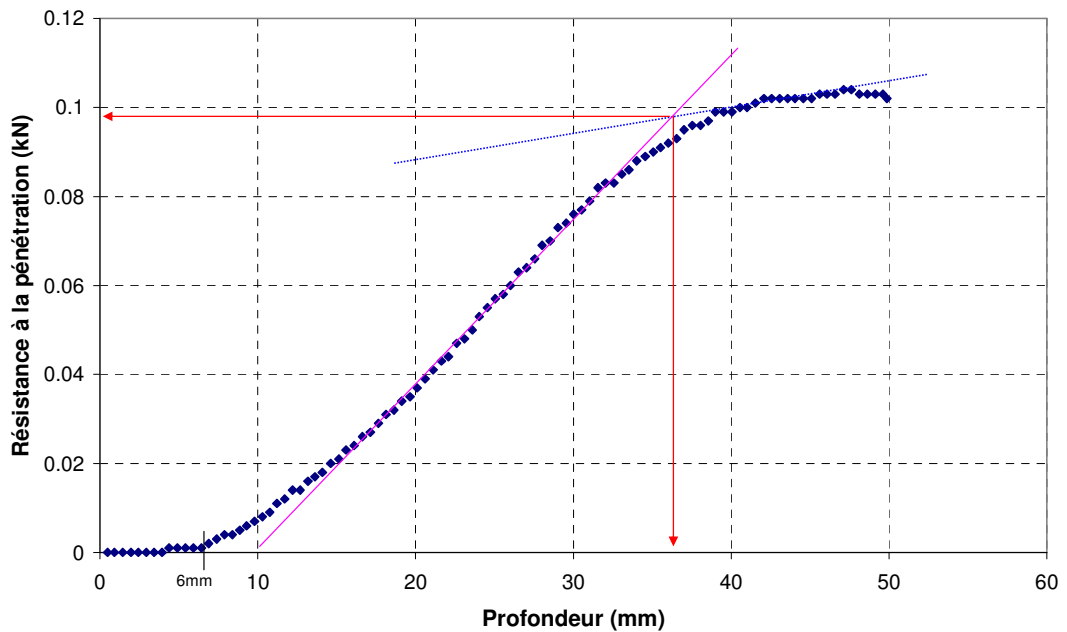


Figure B9.4: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.563 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.96\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 39\text{h}15'$

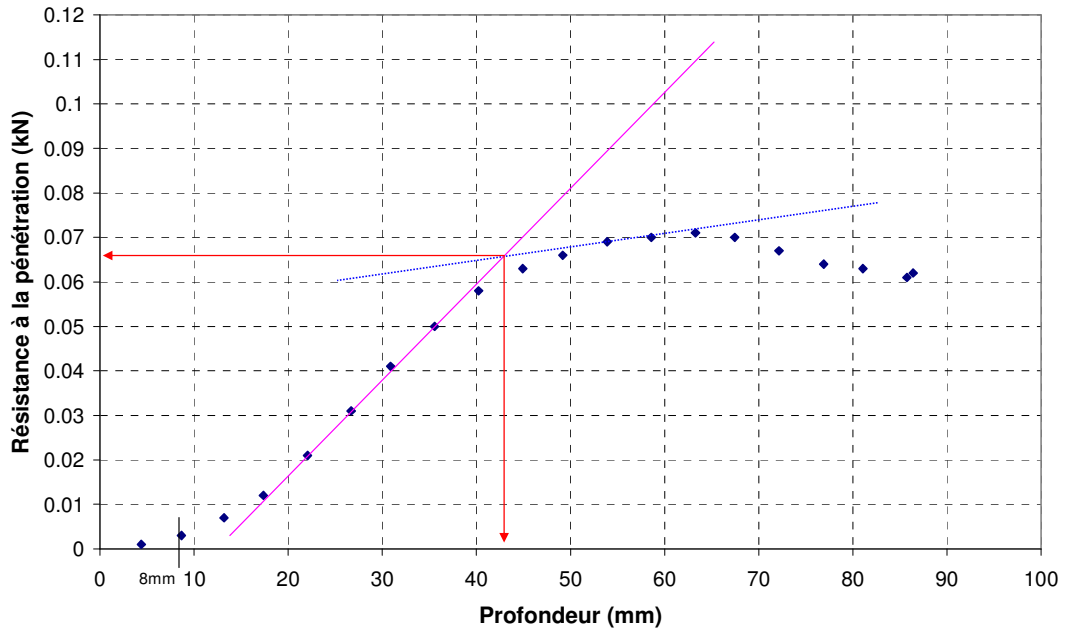


Figure B9.5: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.621 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.34\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 0'$

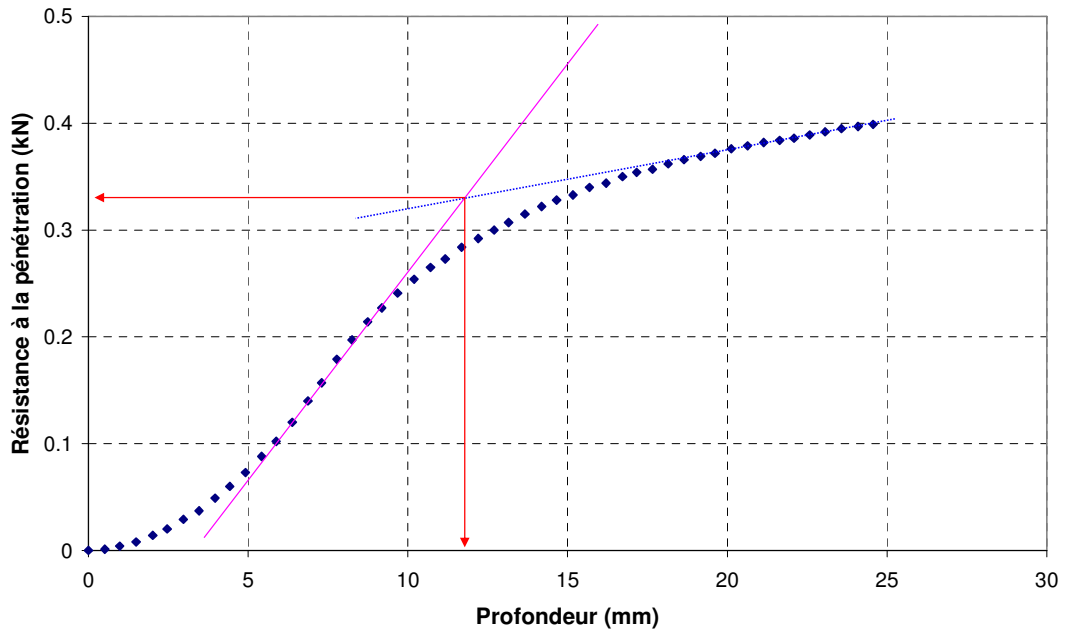


Figure B10.1: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.621 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.34\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 10'$

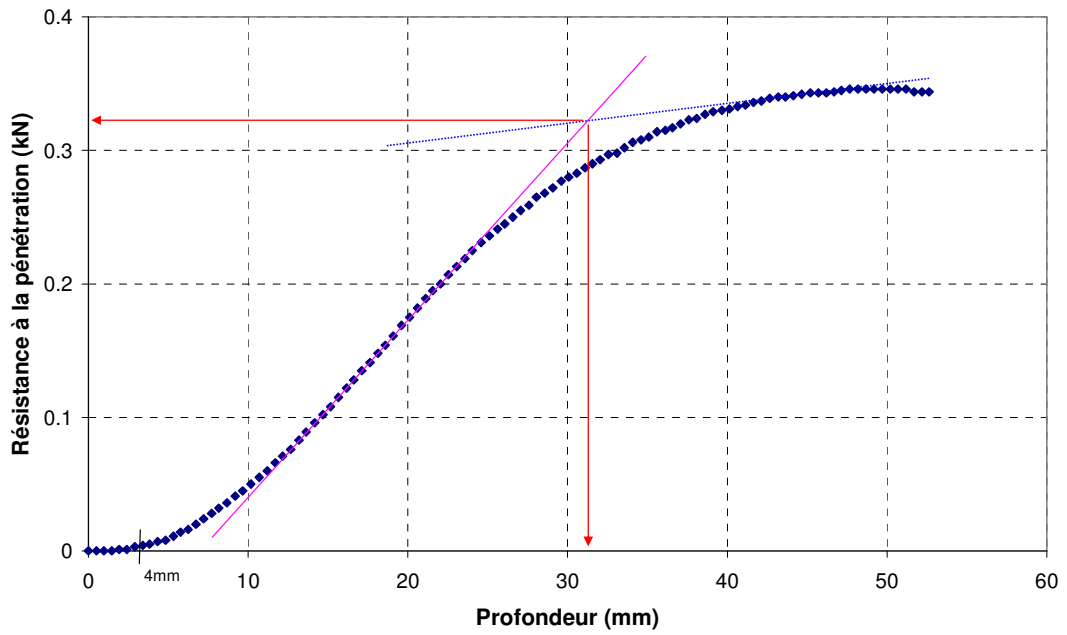


Figure B10.2: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.621 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.34\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 5\text{h}10'$

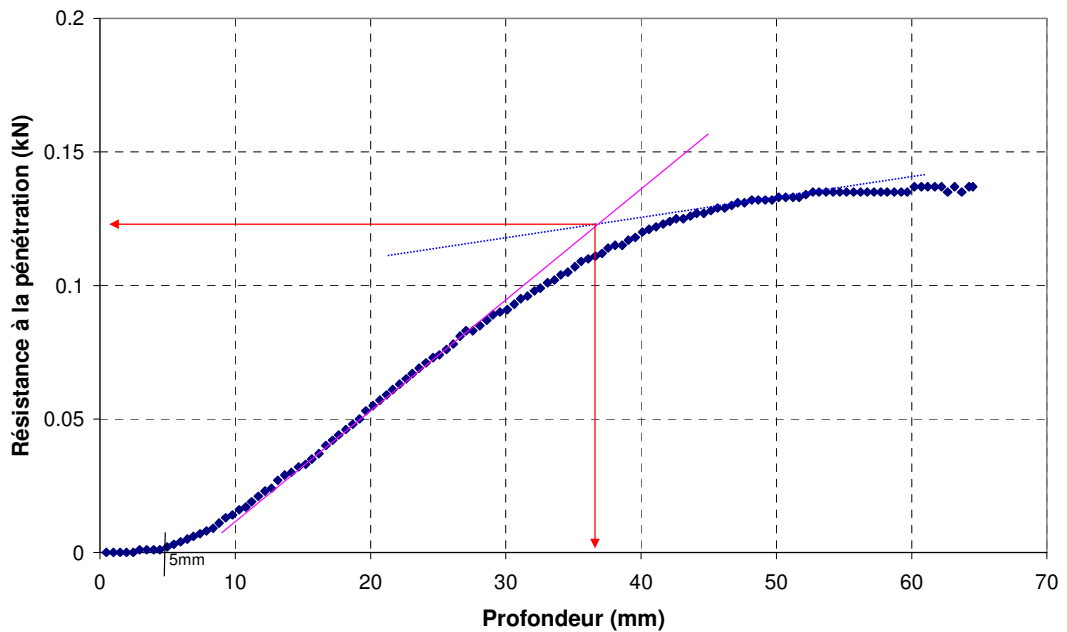


Figure B10.3: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.621 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.34\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 20\text{h}40'$

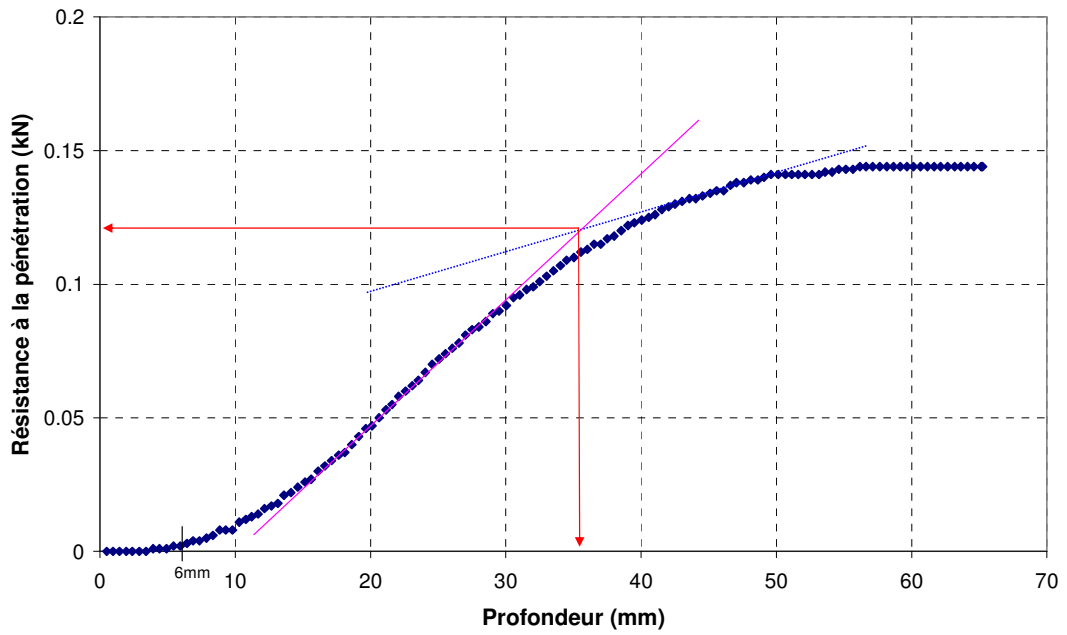


Figure B10.4: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.621 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.34\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 44\text{h}25'$

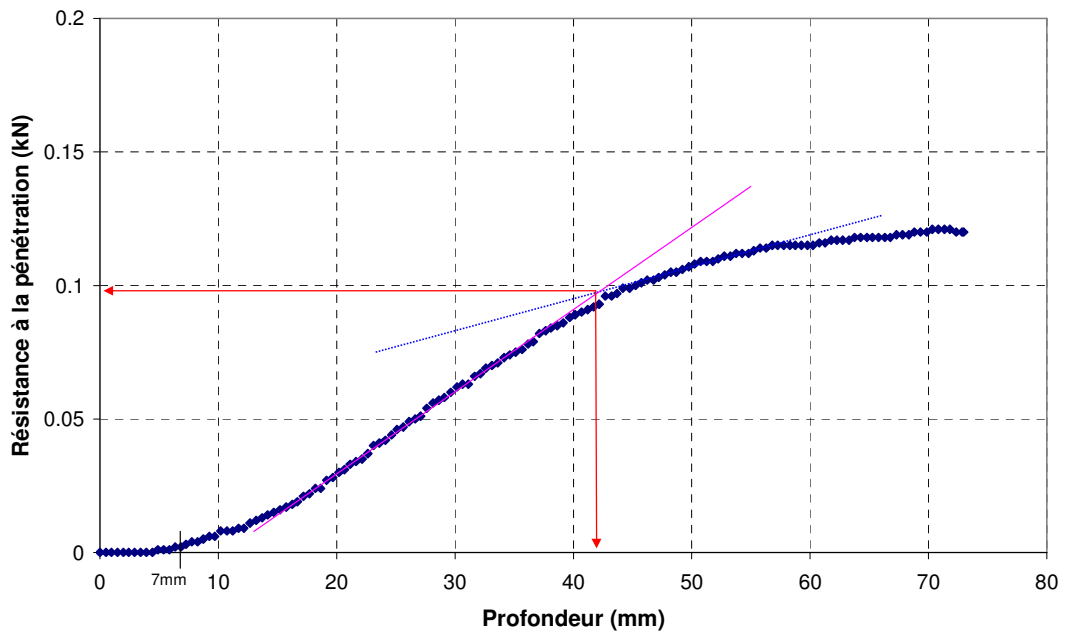


Figure B10.5: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.768 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.40\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 0'$

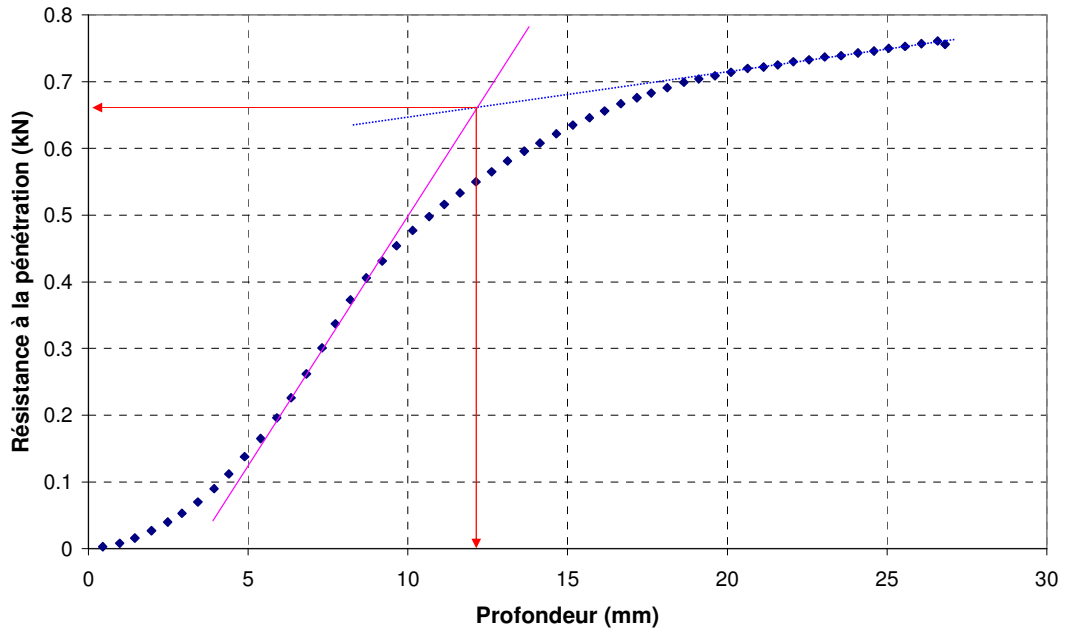


Figure B11.1: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.768 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.40\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 12'$

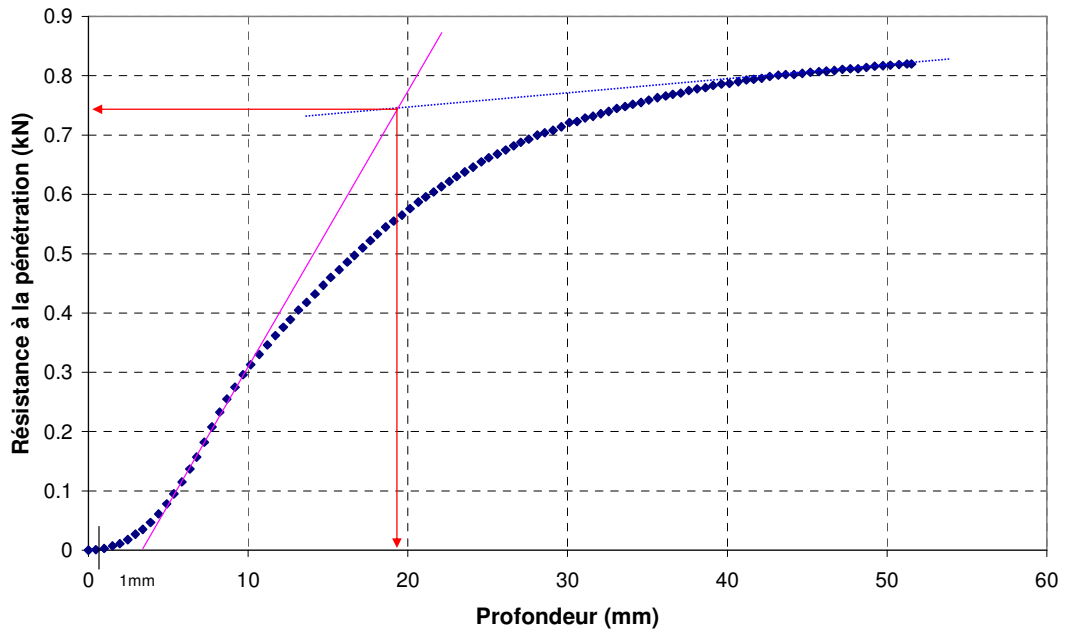


Figure B11.2: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.768 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.40\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 5\text{h}12'$

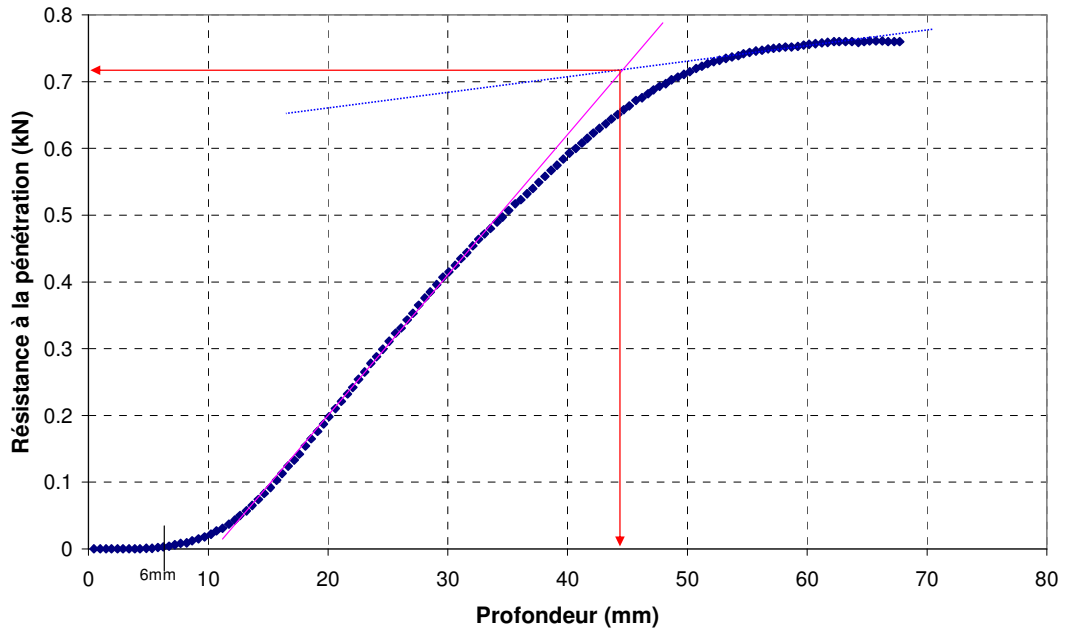


Figure B11.3: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.768 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.40\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 18\text{h}42'$

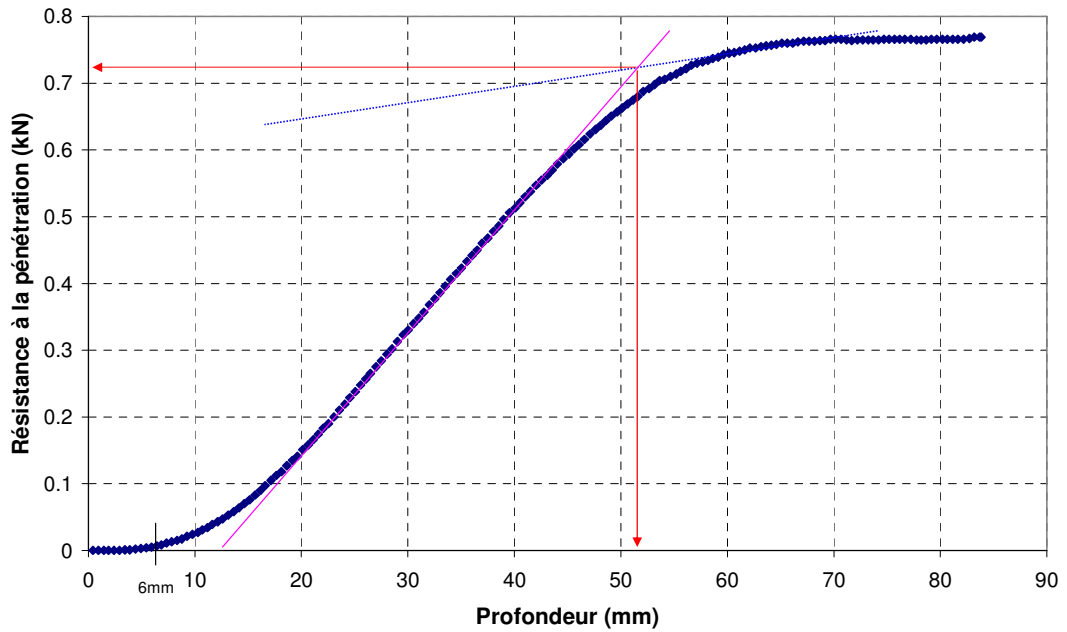


Figure B11.4: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.768 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 16.40\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 42\text{h}52'$

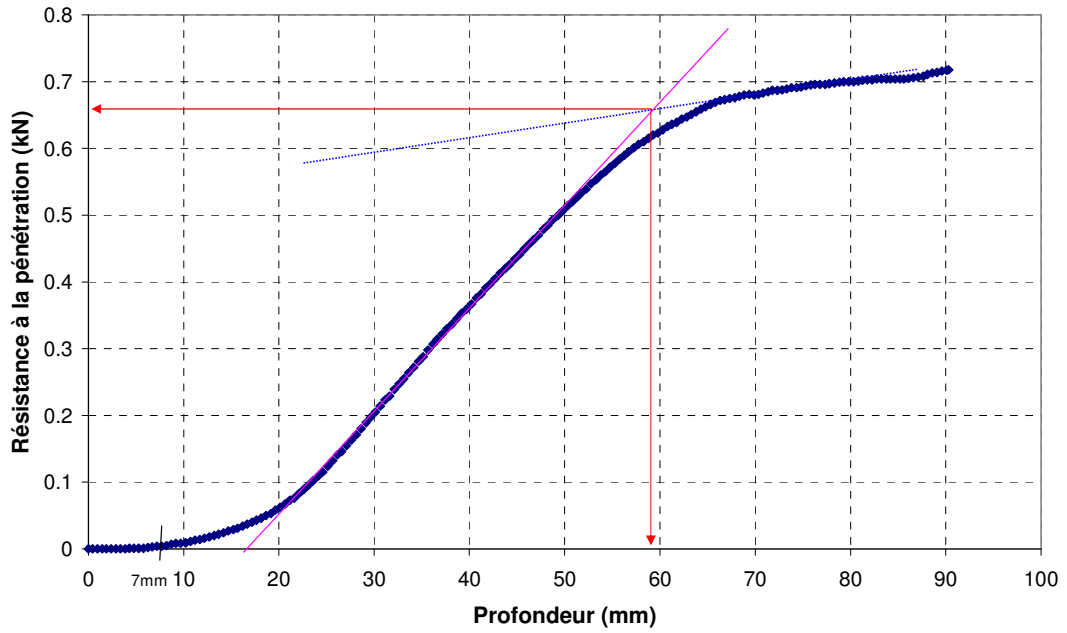


Figure B11.5: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.564 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 13.50\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 0'$

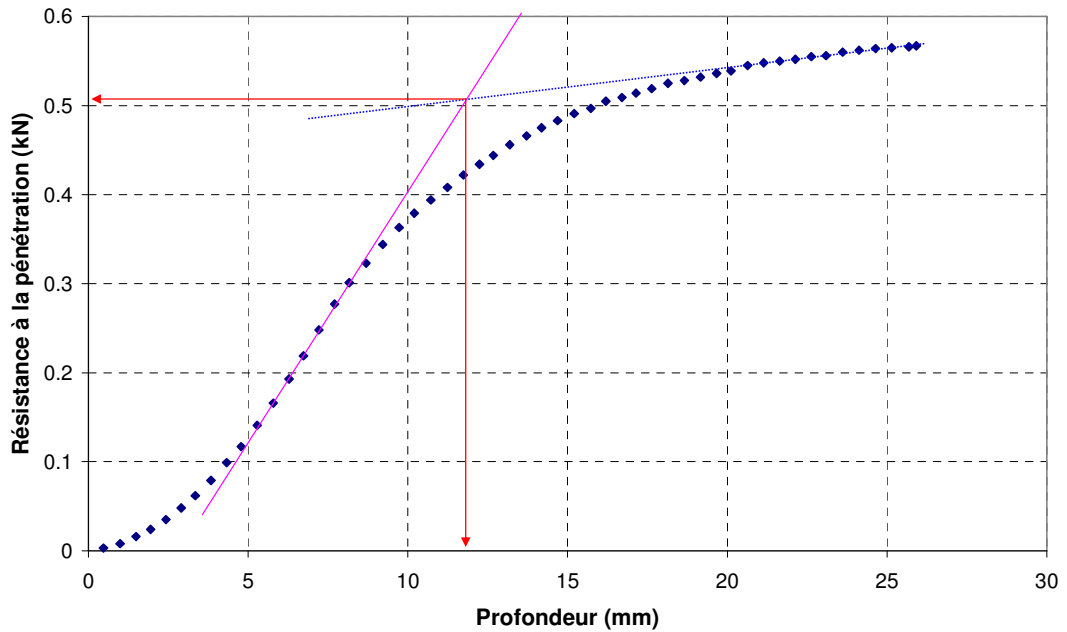


Figure B12.1: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.564 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 13.50\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 10'$

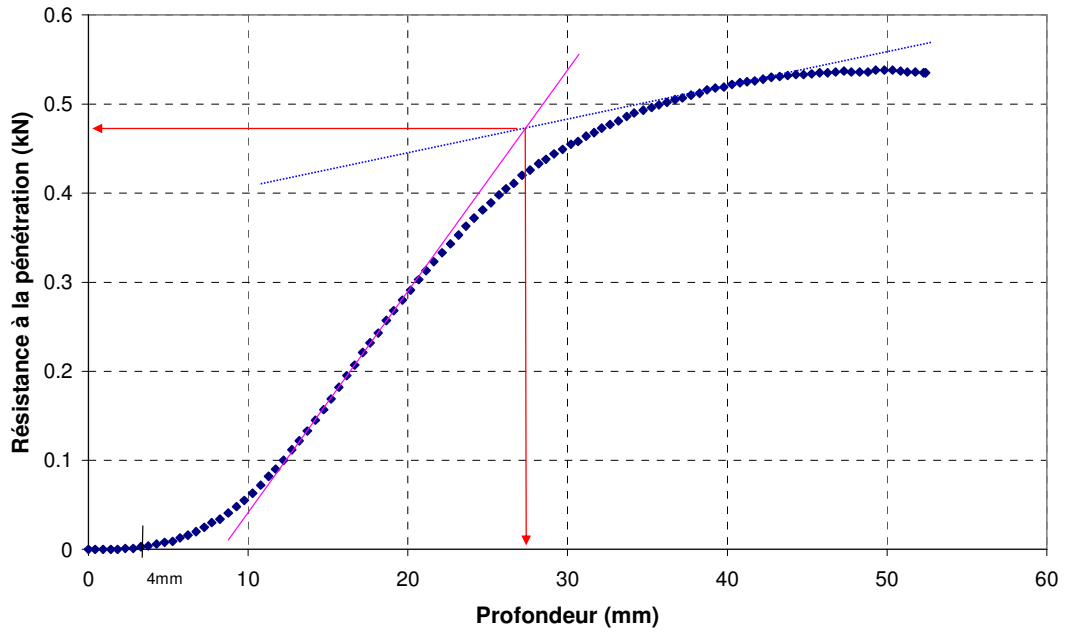


Figure B12.2: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.564 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 13.50\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 5\text{h}20'$

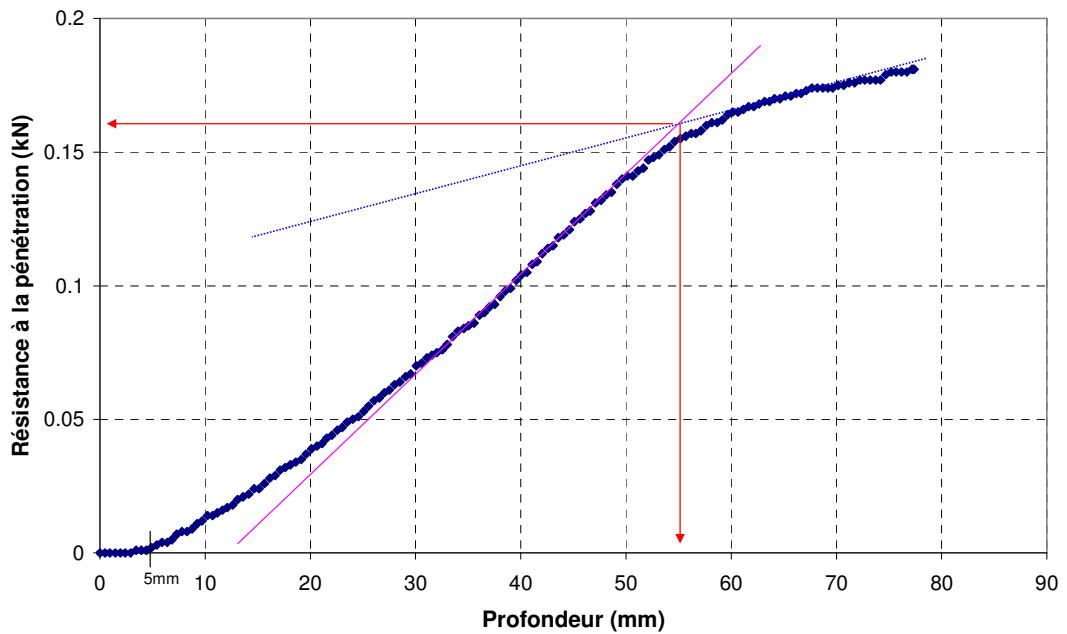


Figure B12.3: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol



$\rho_d = 1.564 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 13.50\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 22\text{h}50'$

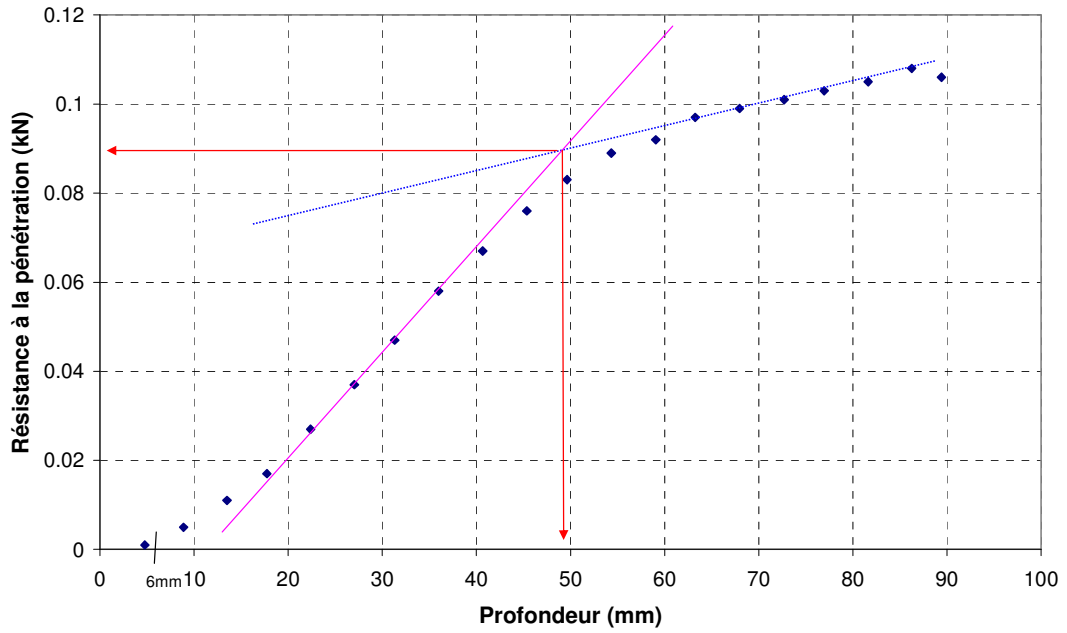


Figure B12.4: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.564 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 13.50\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 42\text{h}50'$

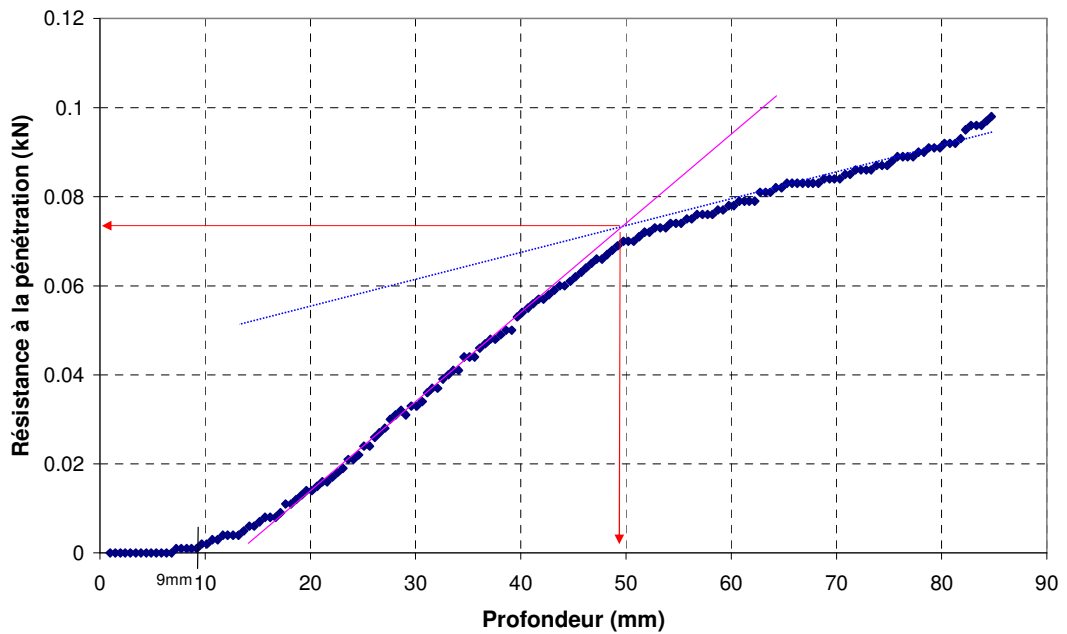


Figure B12.5: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.557 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 14.61\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 0'$

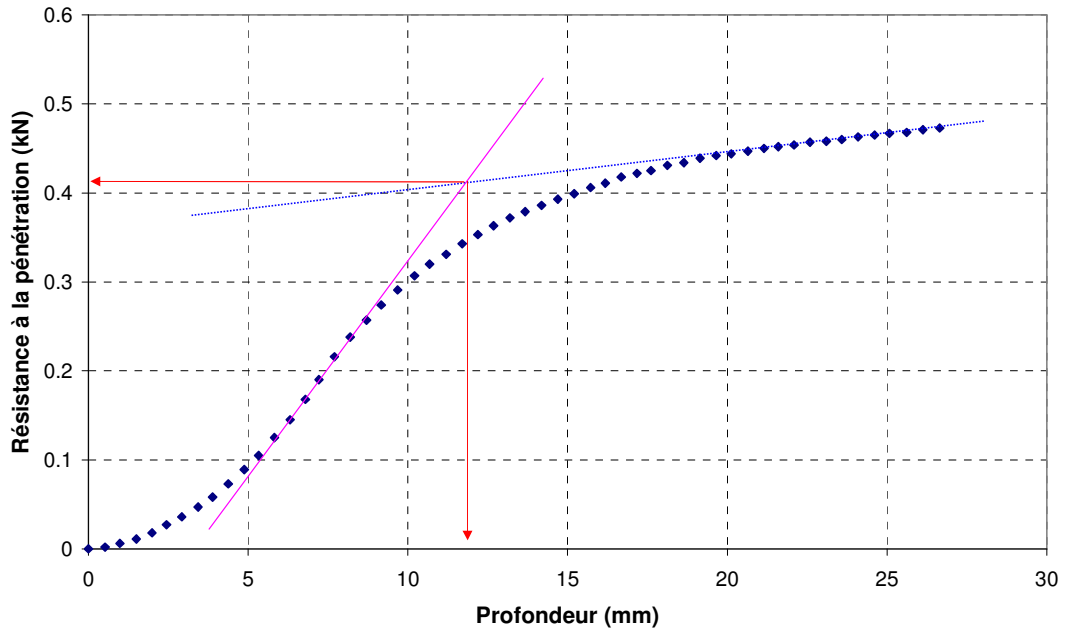


Figure B13.1: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.557 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 14.61\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 10'$

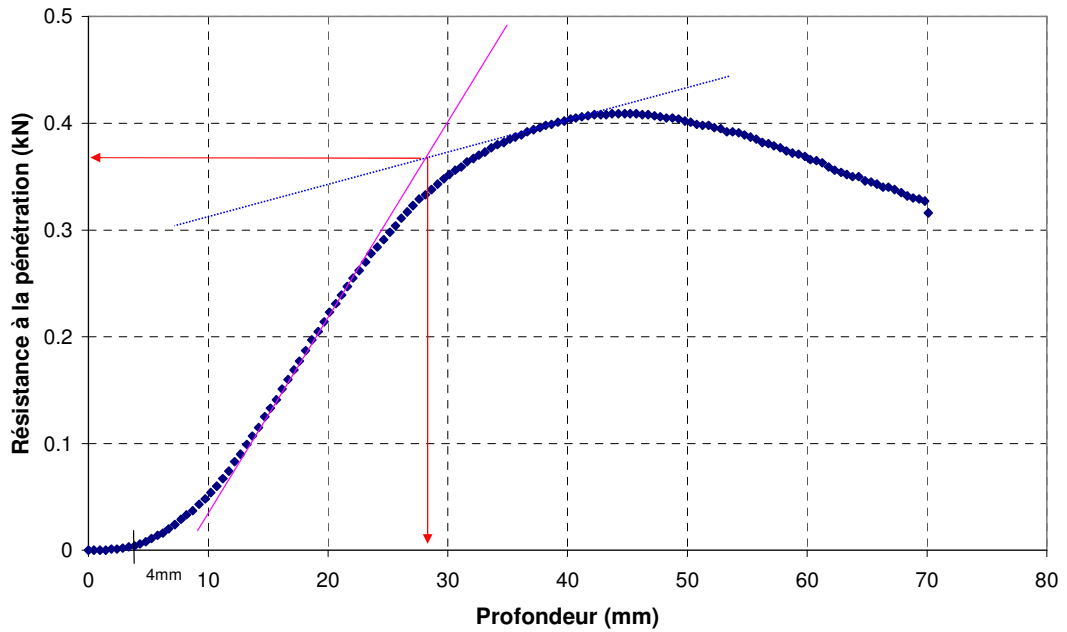


Figure B13.2: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.557 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 14.61\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 4\text{h}20'$

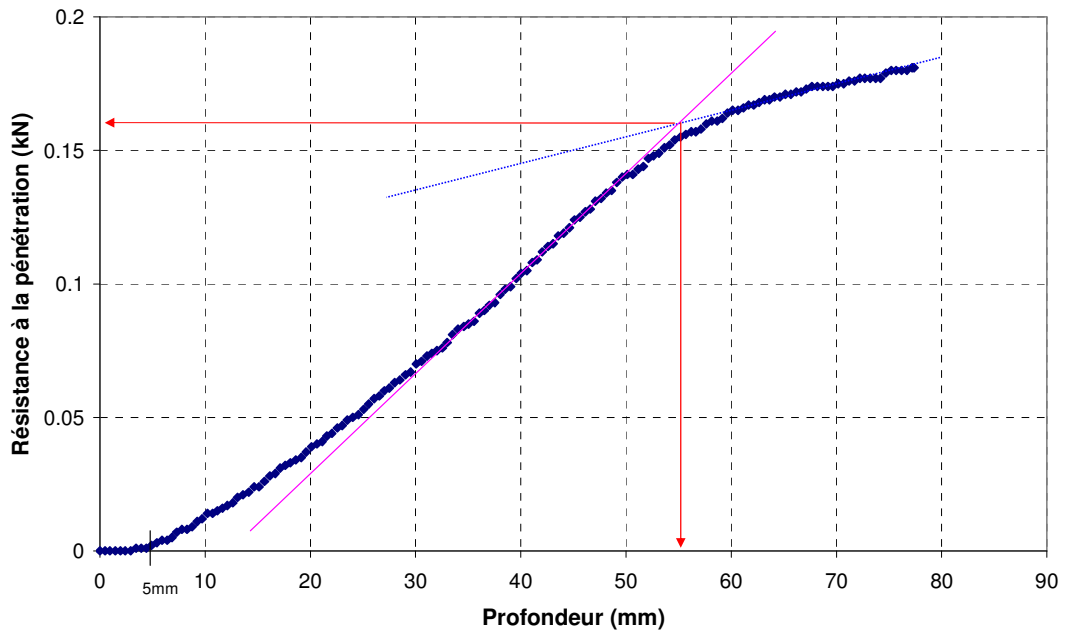


Figure B13.3: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.557 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 14.61\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 16\text{h}20'$

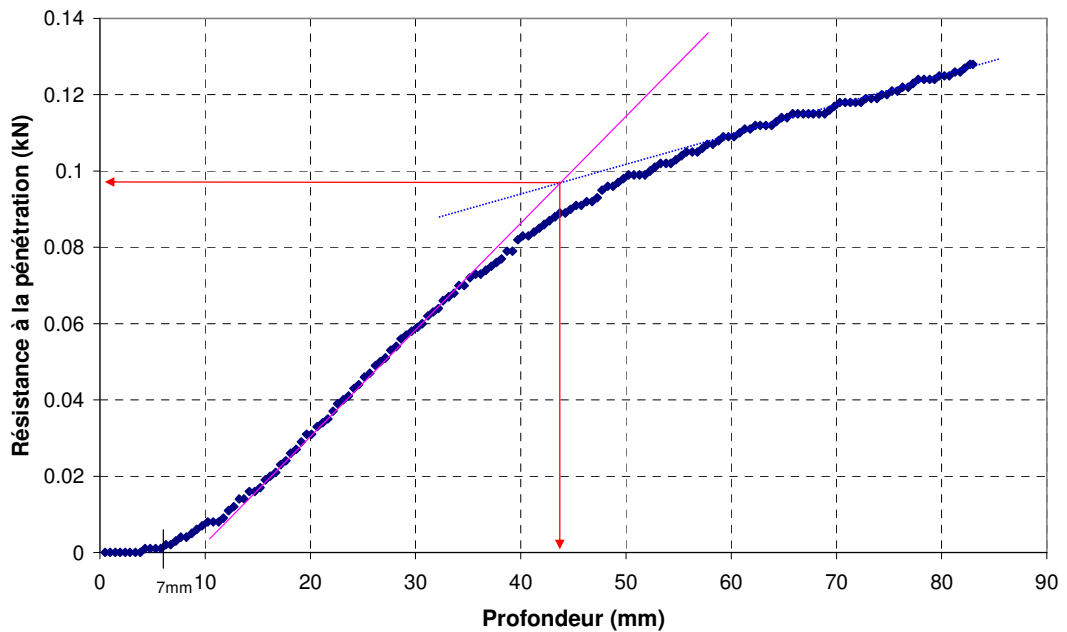


Figure B13.4: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.557 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 14.61\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 38\text{h}55'$

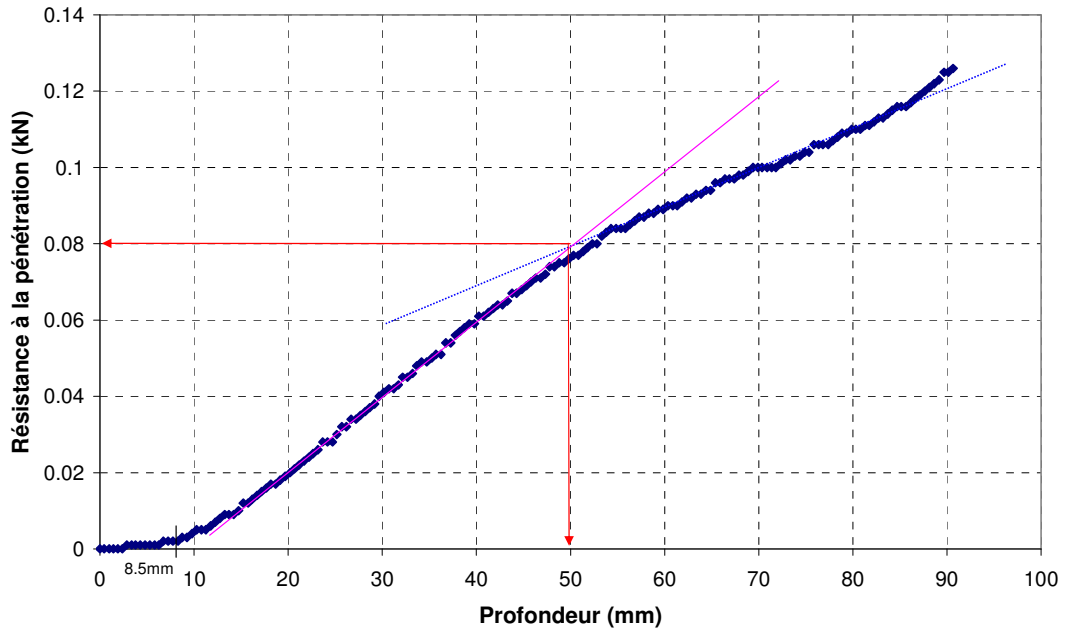


Figure B13.5: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.565 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 19.23\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 0'$

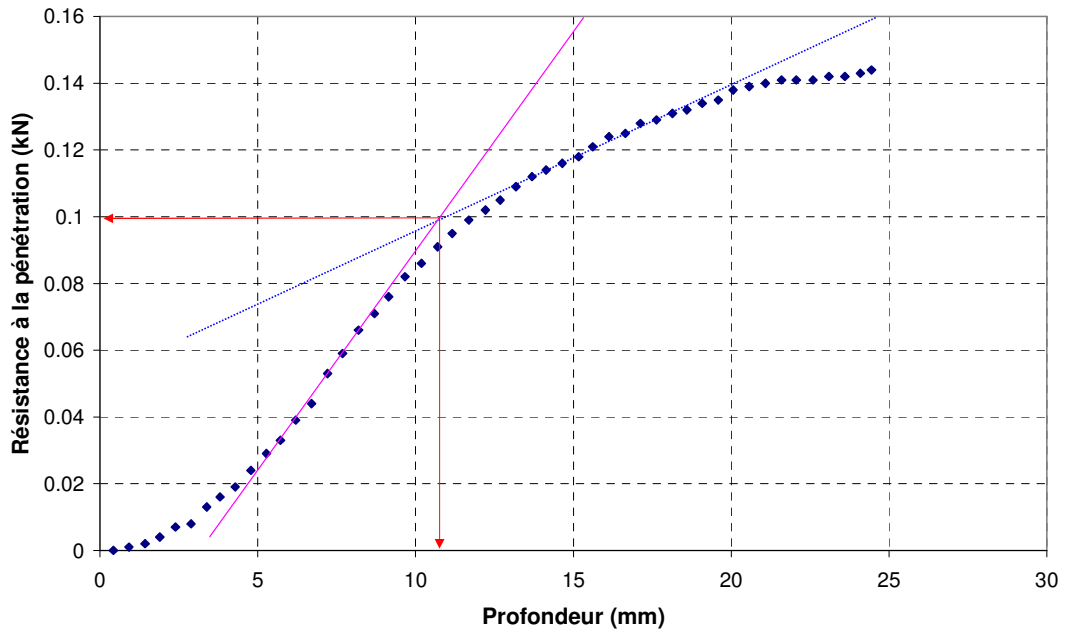


Figure B14.1: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.565 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 19.23\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 10'$

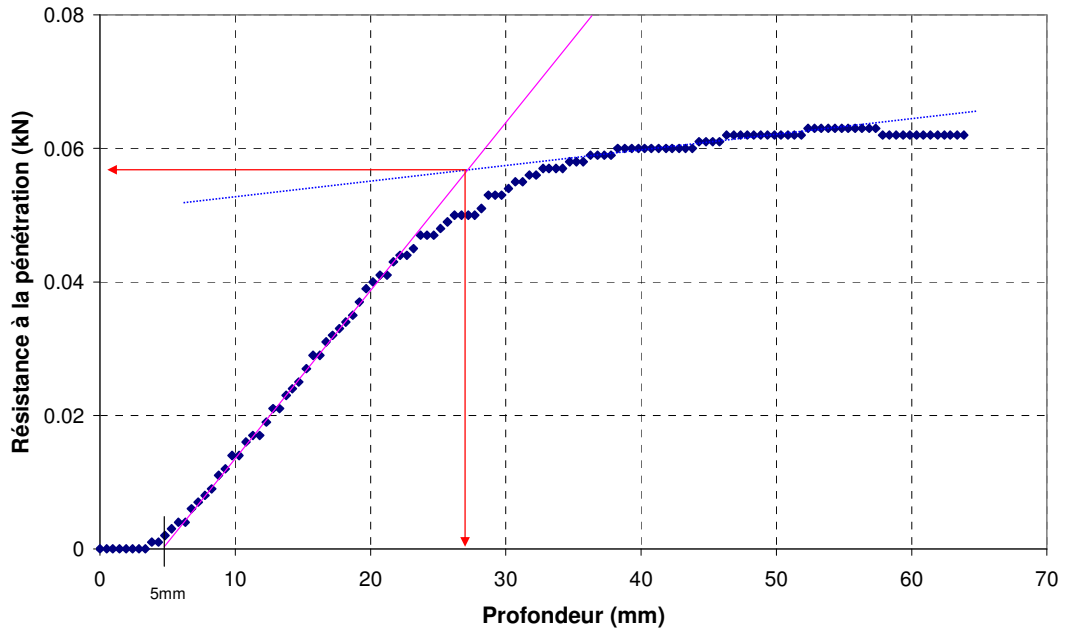


Figure B14.2: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.565 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 19.23\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 5\text{h}17'$

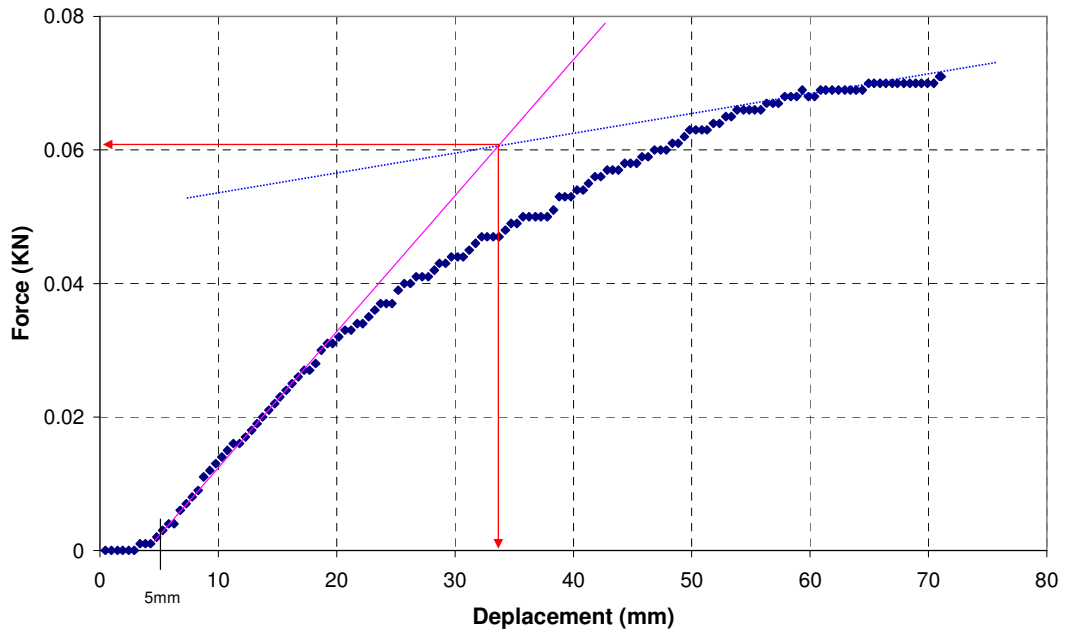


Figure B14.3: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.565 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 19.23\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 19\text{h}47'$

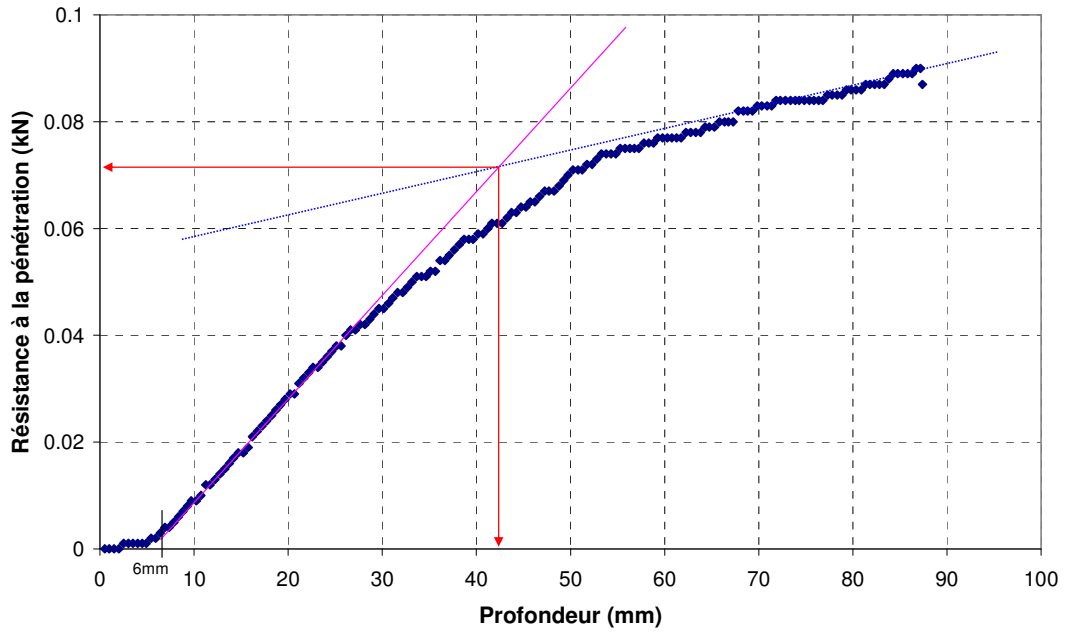


Figure B14.4: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.565 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 19.23\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 42\text{h}07'$

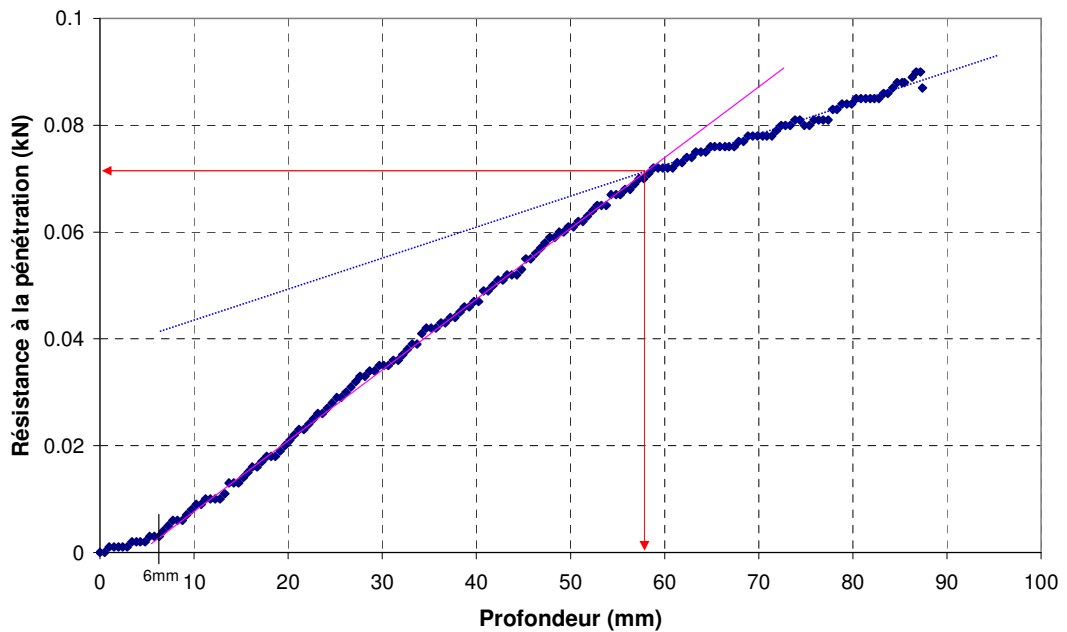


Figure B14.5: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.565 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 15.48\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 0$

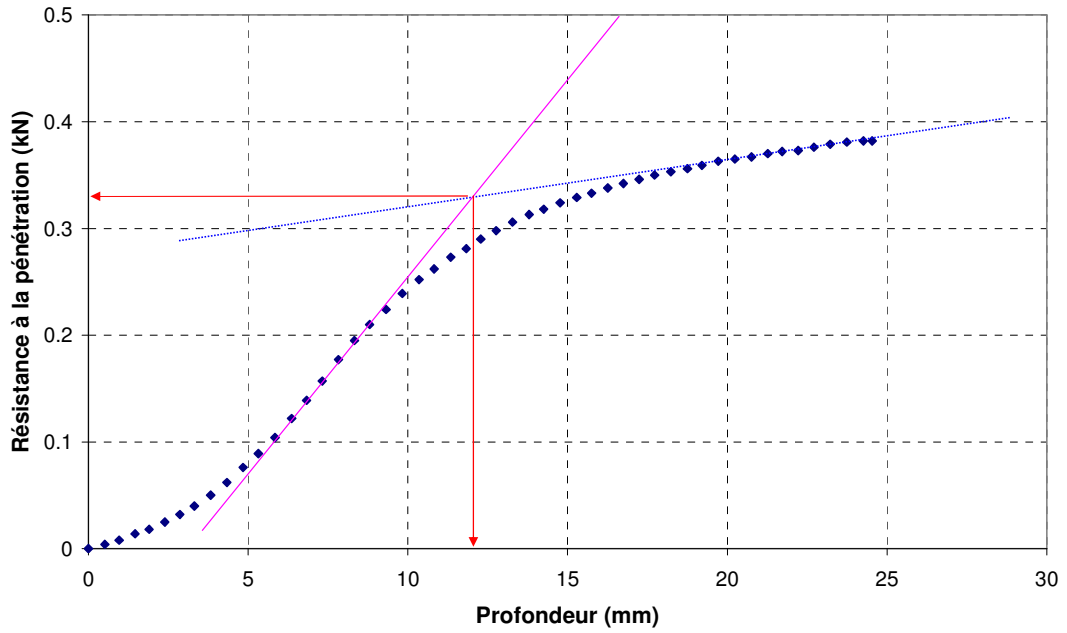


Figure B15.1: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.565 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 15.48\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 10'$

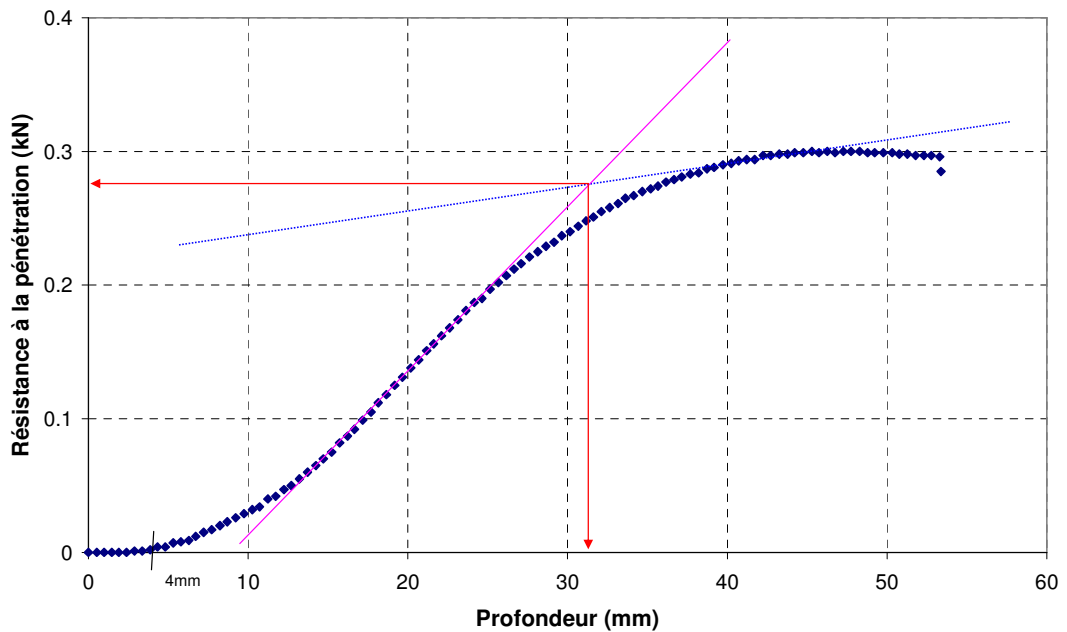


Figure B15.2: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.565 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 15.48\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 5\text{h}10'$

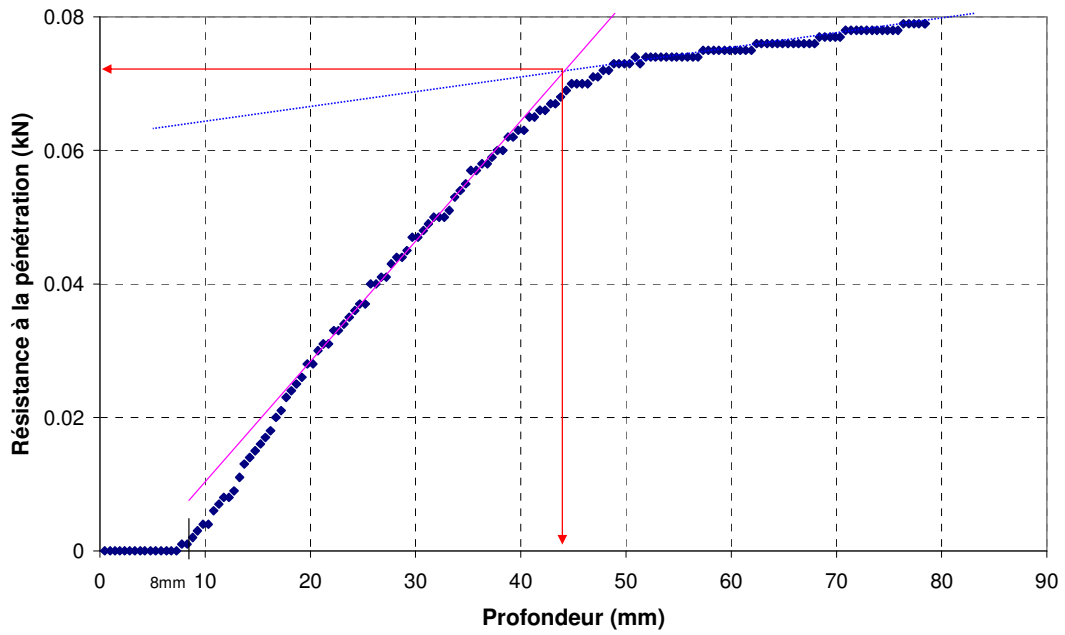


Figure B15.3: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.565 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 15.48\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 17\text{h}50'$

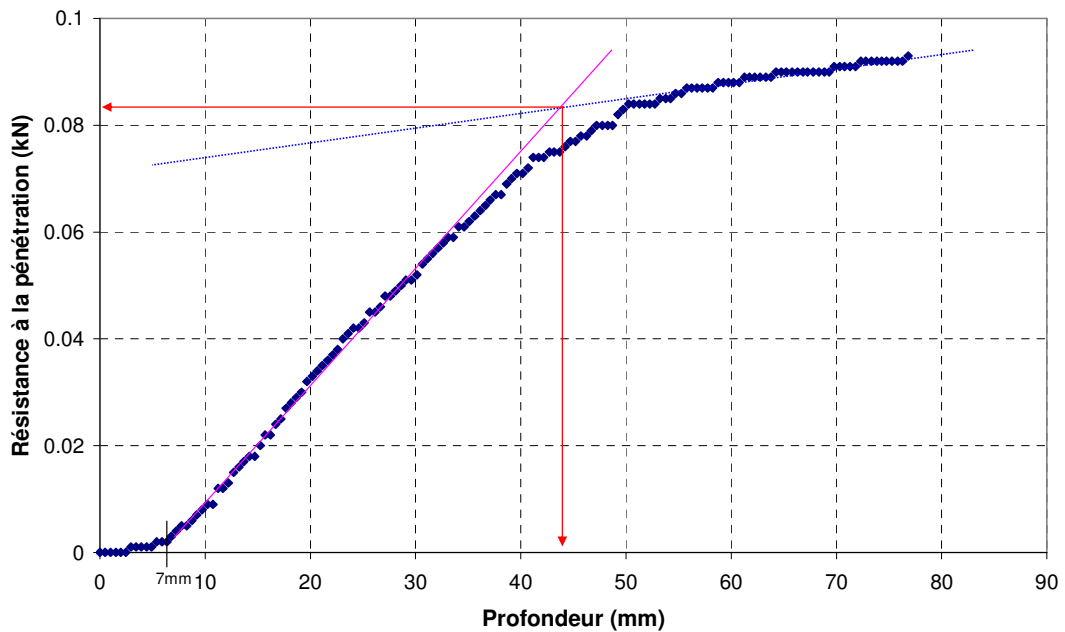


Figure B15.4: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol



$\rho_d = 1.565 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 15.48\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 42\text{h}50'$

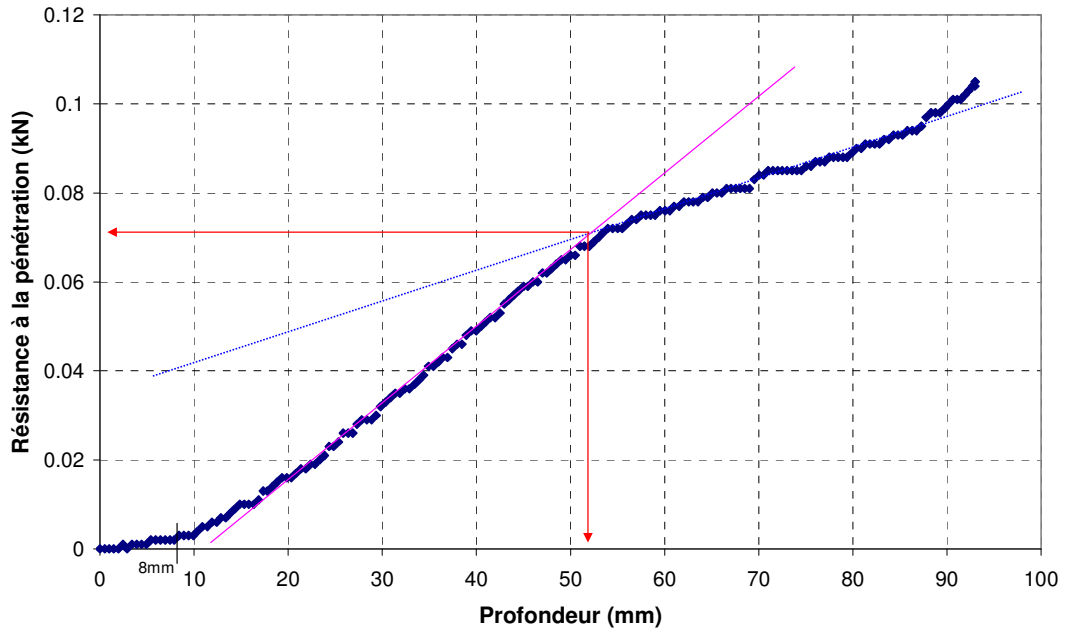


Figure B15.5: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.567 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 17.31\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 0'$

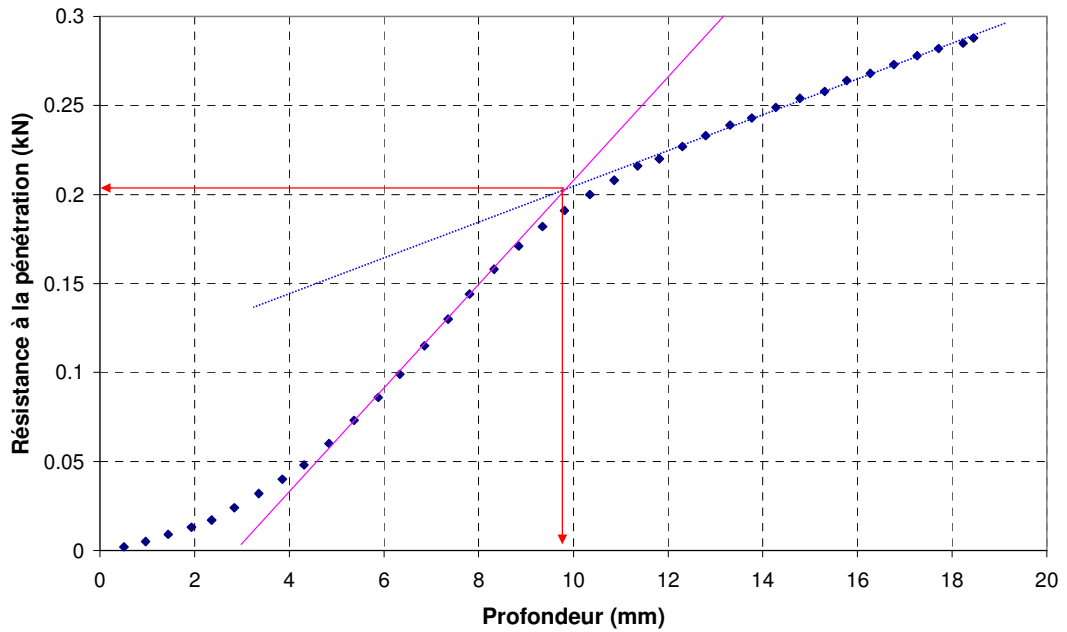


Figure B16.1: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.567 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 17.31\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 13'$

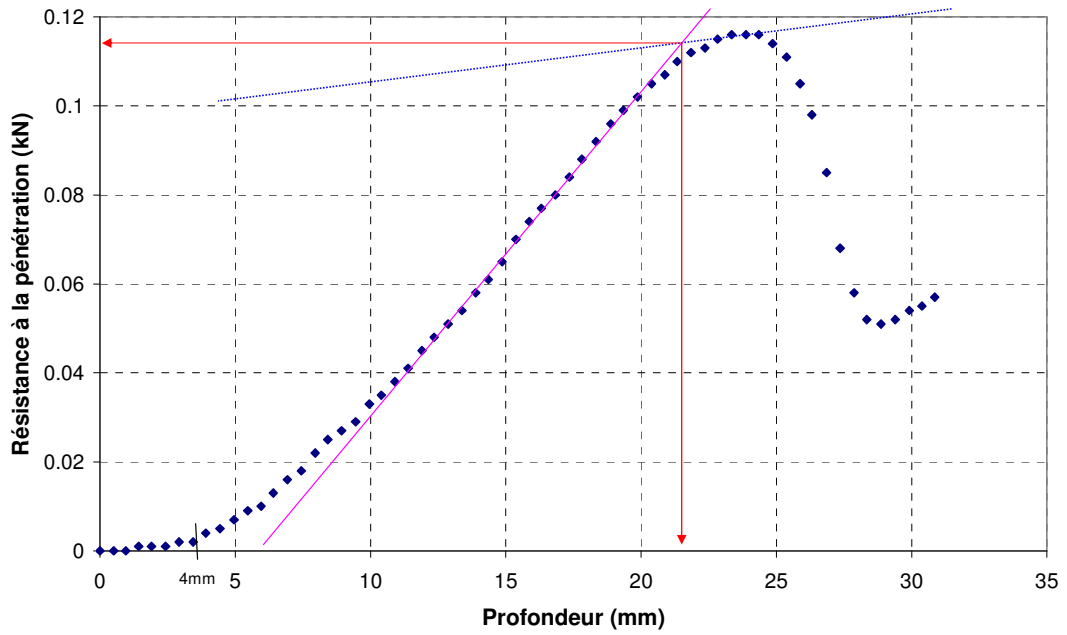


Figure B16.2: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.567 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 17.31\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 4\text{h}33'$

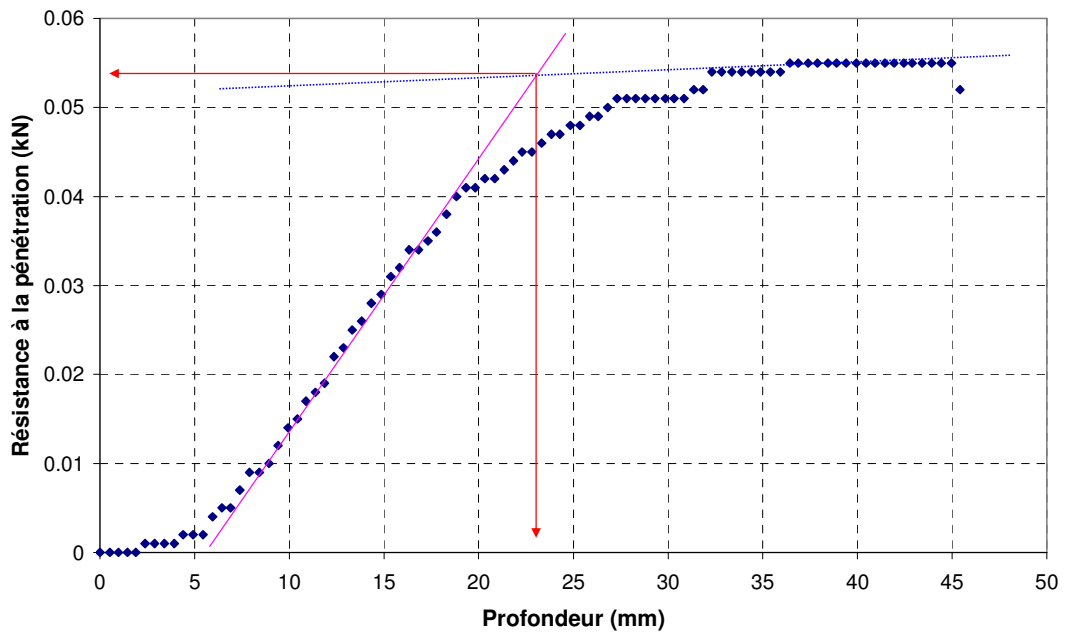


Figure B16.3: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.567 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 17.31\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 18\text{h}53'$

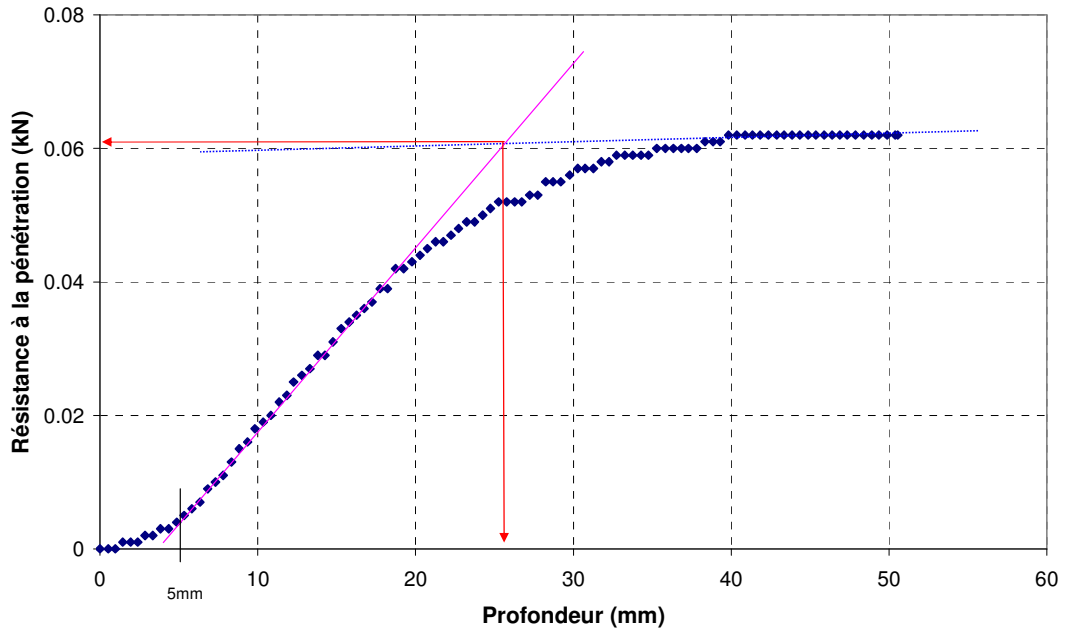


Figure B16.4: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.567 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 17.31\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 40\text{h}33'$

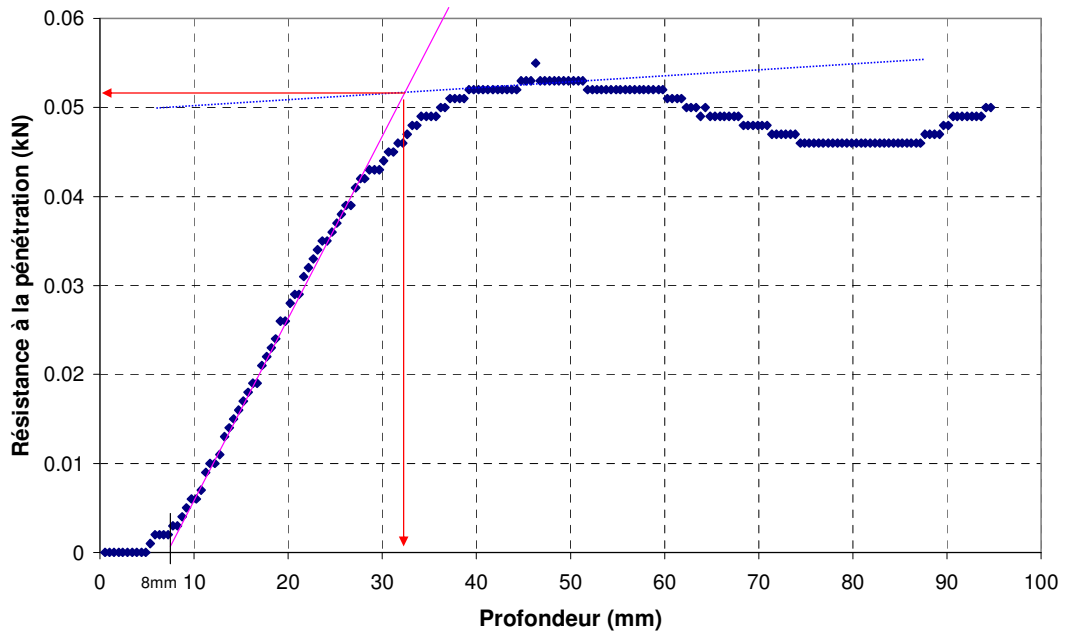


Figure B16.5: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.557 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 19.07\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 0'$

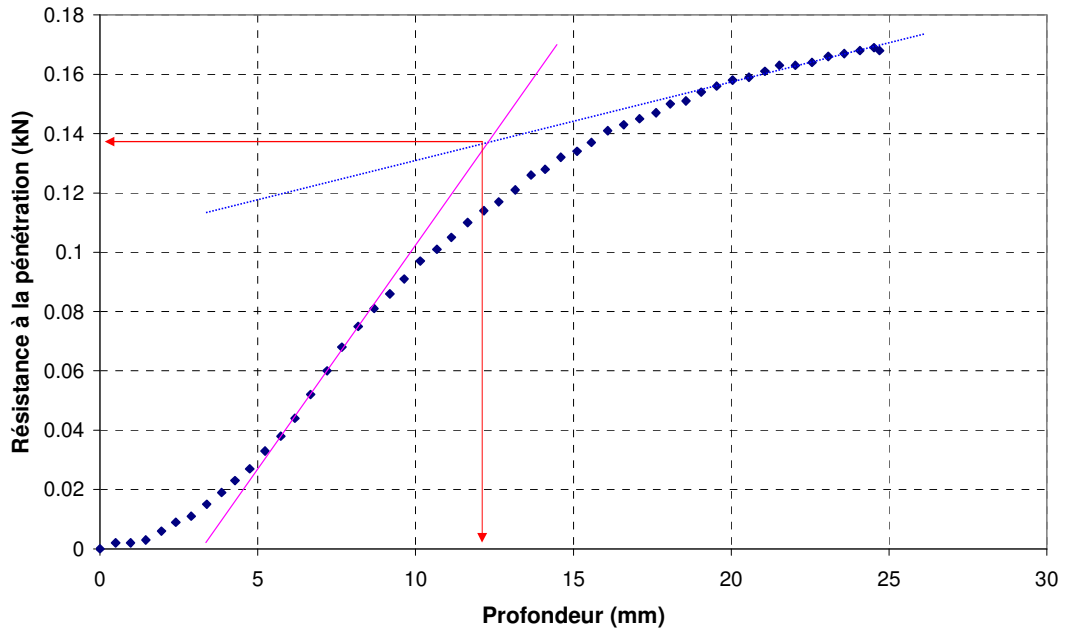


Figure B17.1: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.557 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 19.07\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 10'$

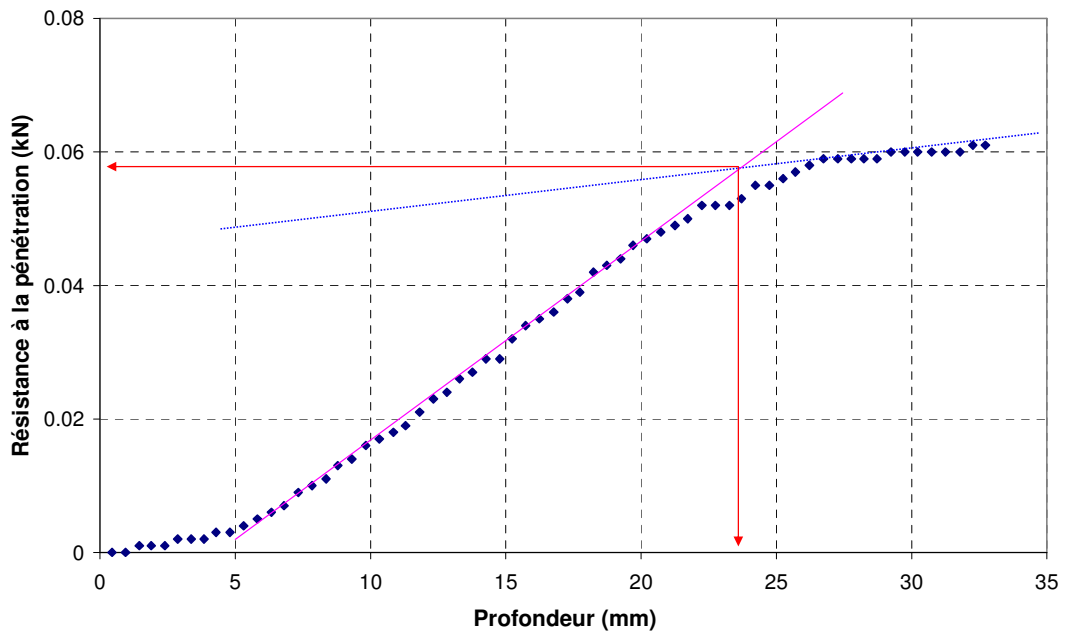


Figure B17.2: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.557 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 19.07\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 5\text{h}10'$

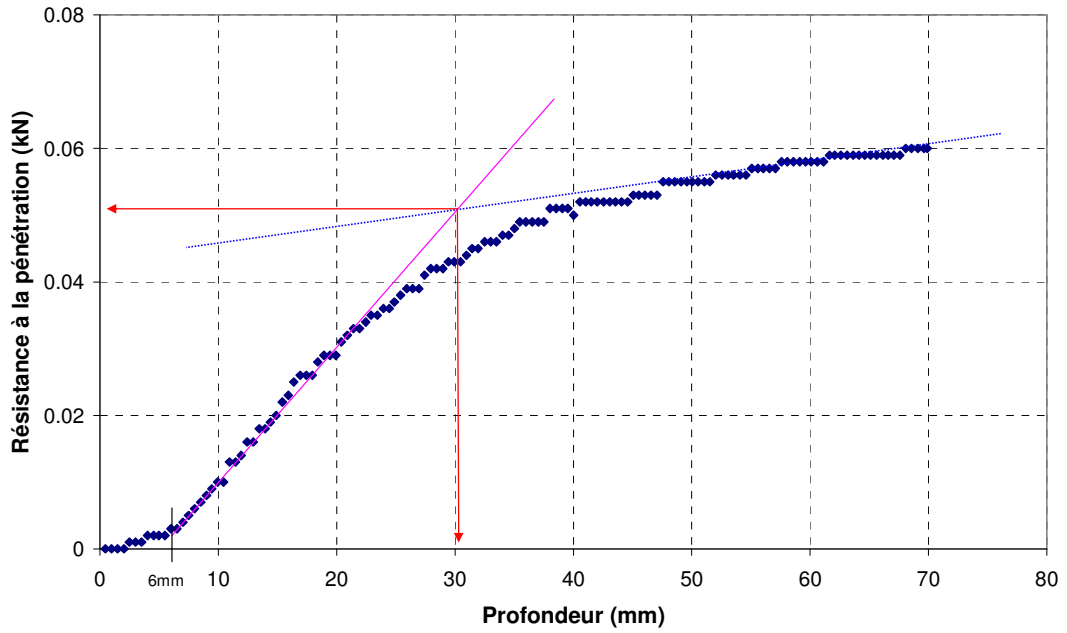


Figure B17.3: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.557 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 19.07\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 19\text{h}45'$

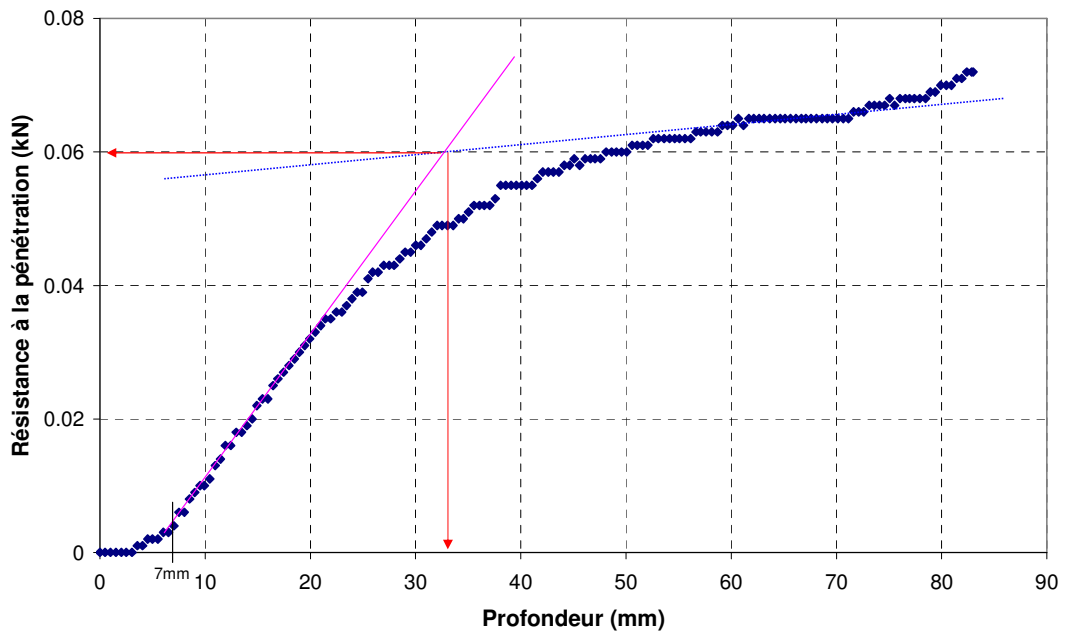


Figure B17.4: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.557 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 19.07\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 42\text{h}50'$

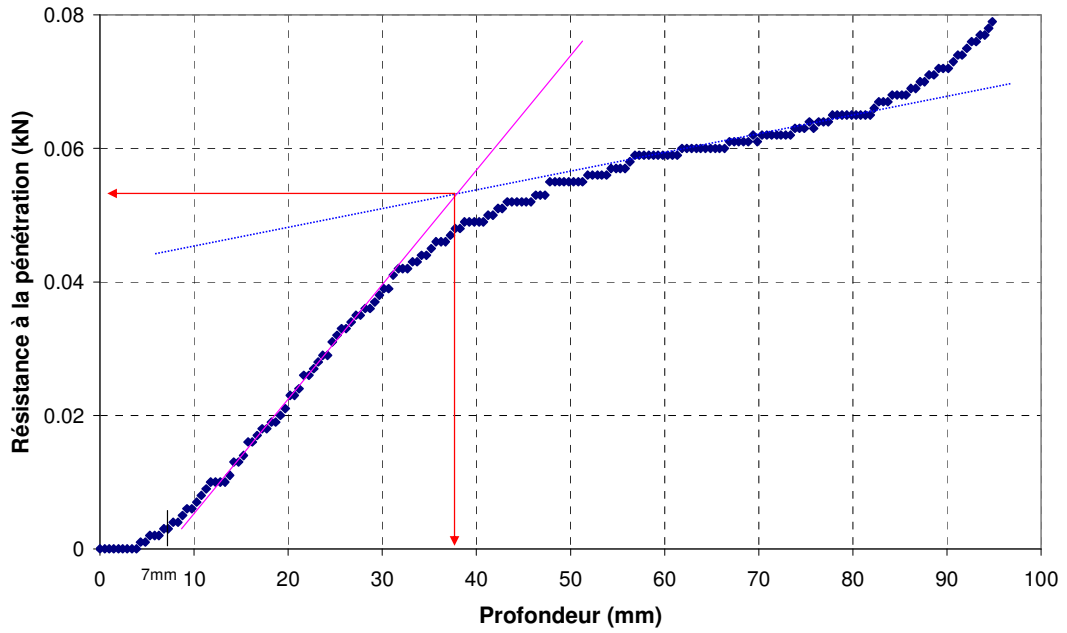


Figure B17.5: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.616 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 17.21\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 0'$

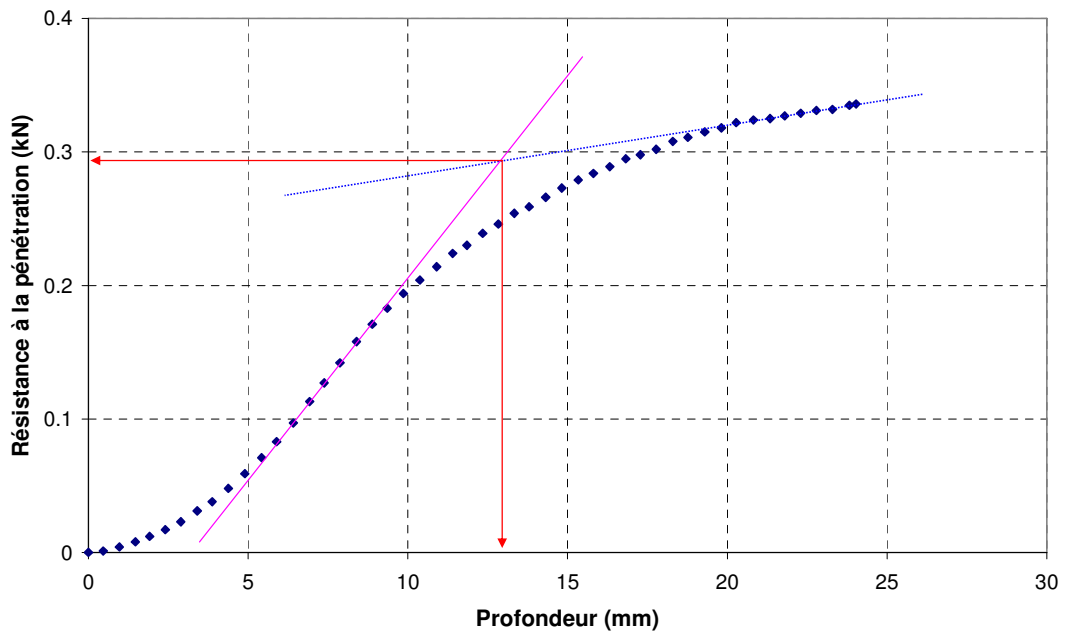


Figure B19.1: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.616 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 17.21\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 10'$

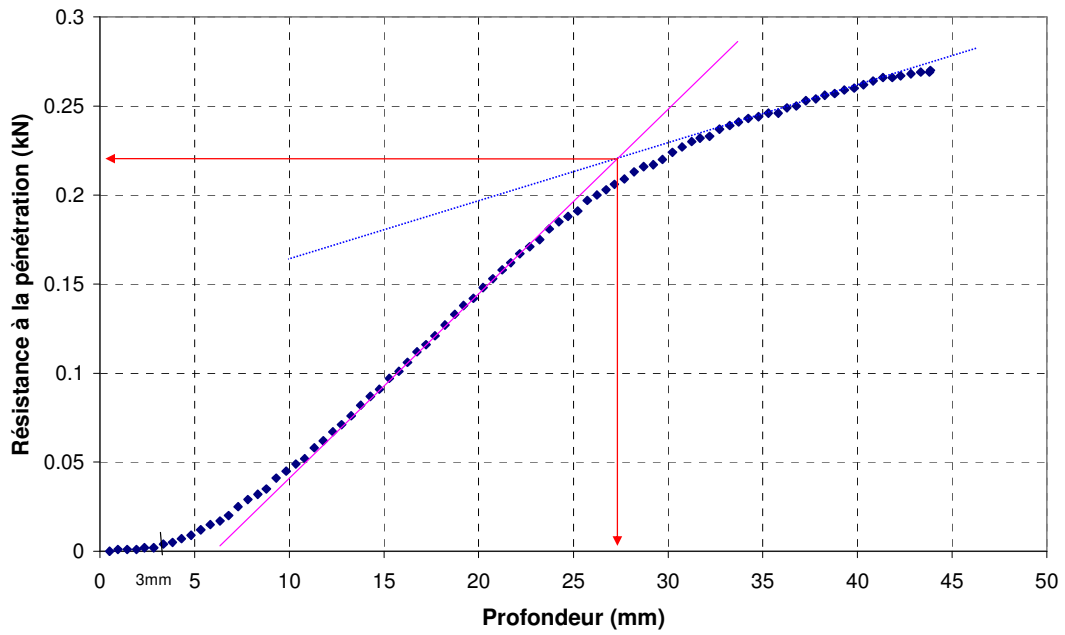


Figure B19.2: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.616 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 17.21\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 5h10'$

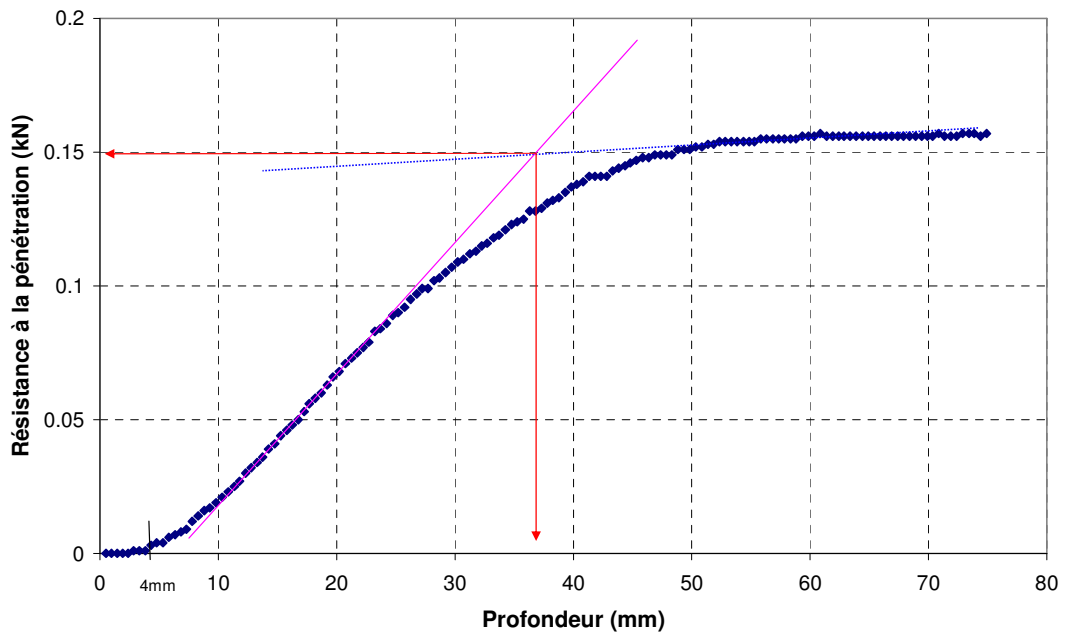


Figure B19.3: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.616 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 17.21\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 19\text{h}10'$

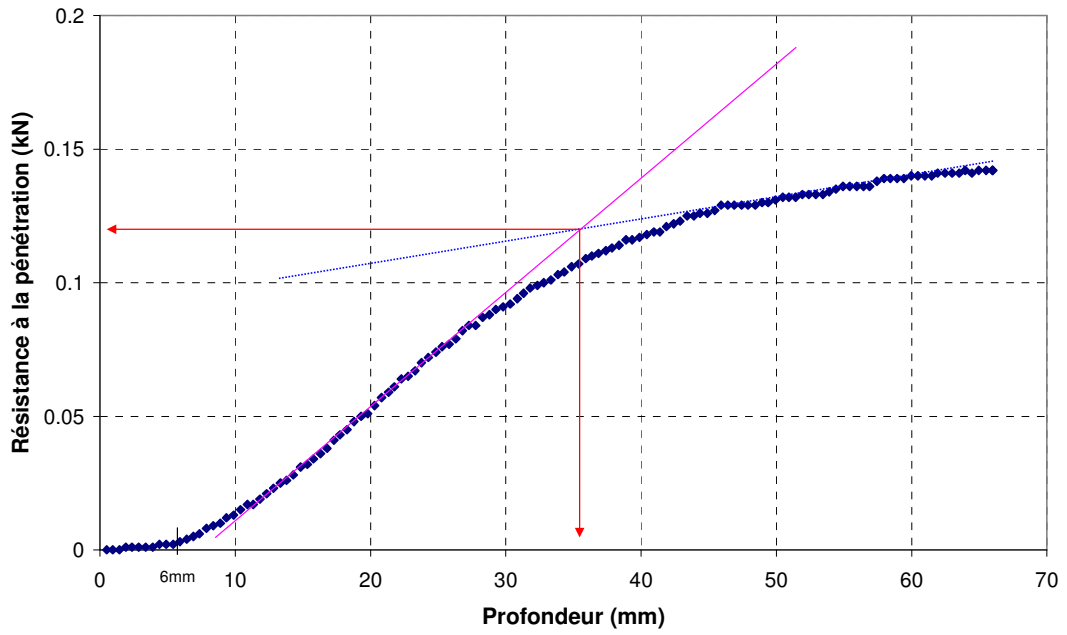


Figure B19.4: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.616 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 17.21\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 43\text{h}05'$

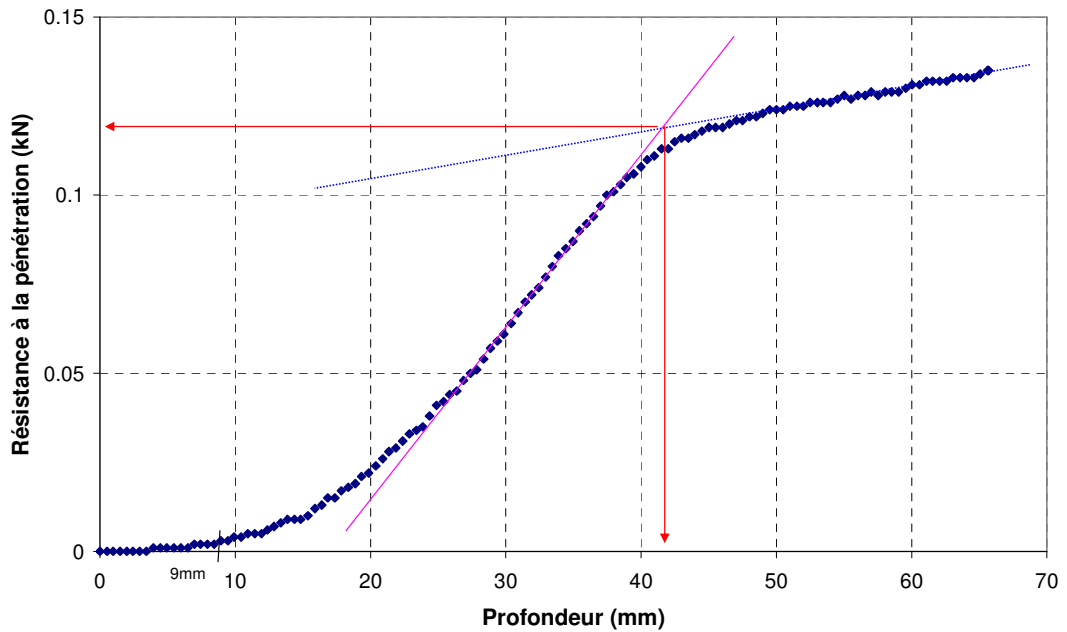


Figure B19.5: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol



$\rho_d = 1.613 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 19.49\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 0'$

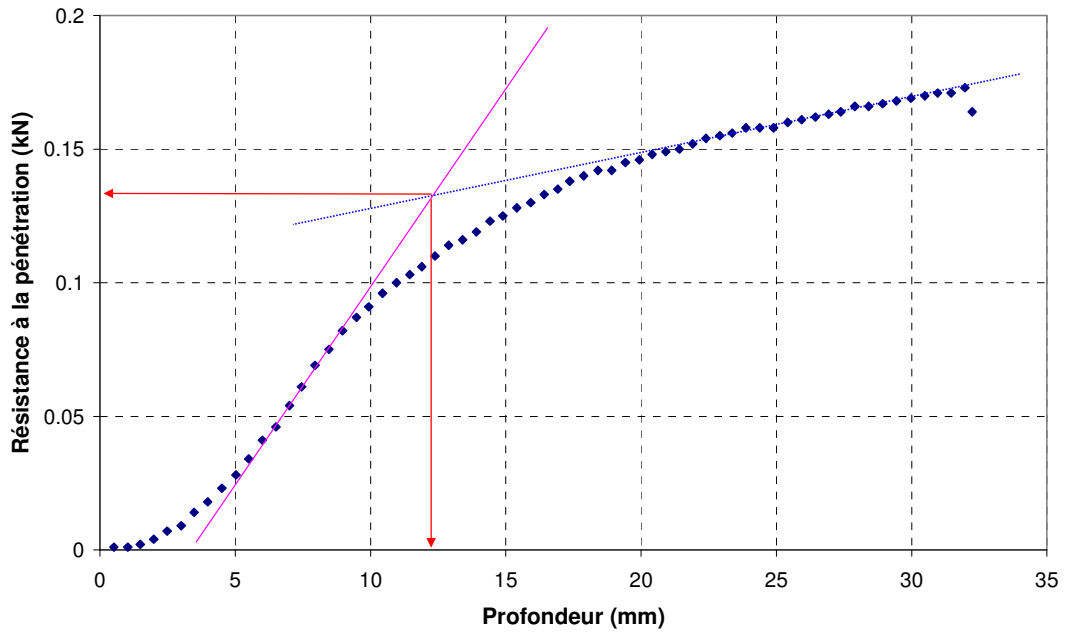


Figure B20.1: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.613 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 19.49\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 10'$

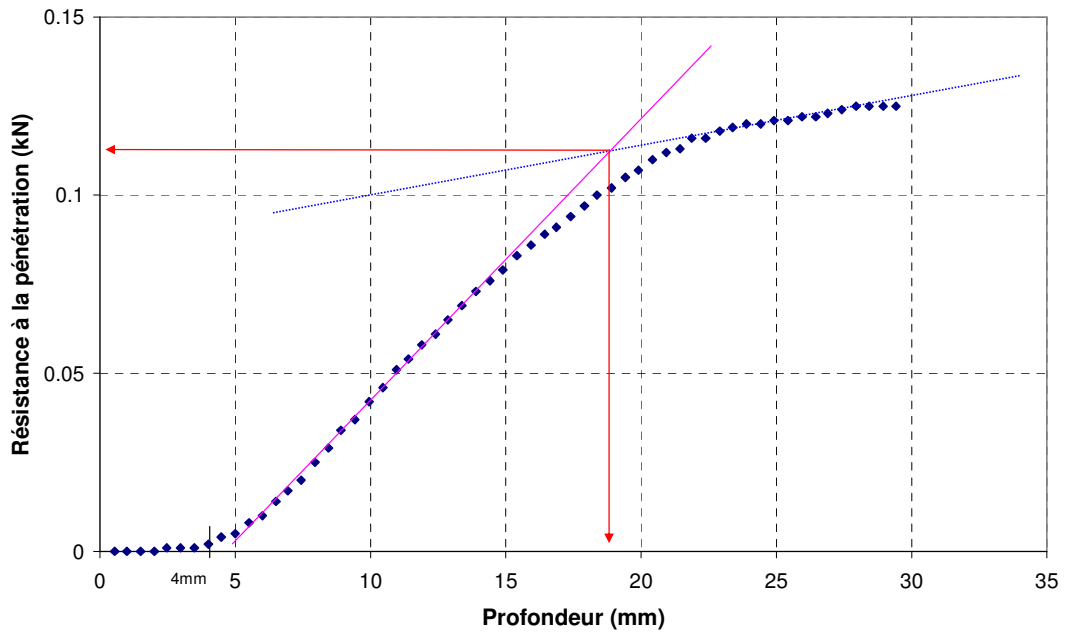


Figure B20.2: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.613 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 19.49\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 5\text{h}10'$

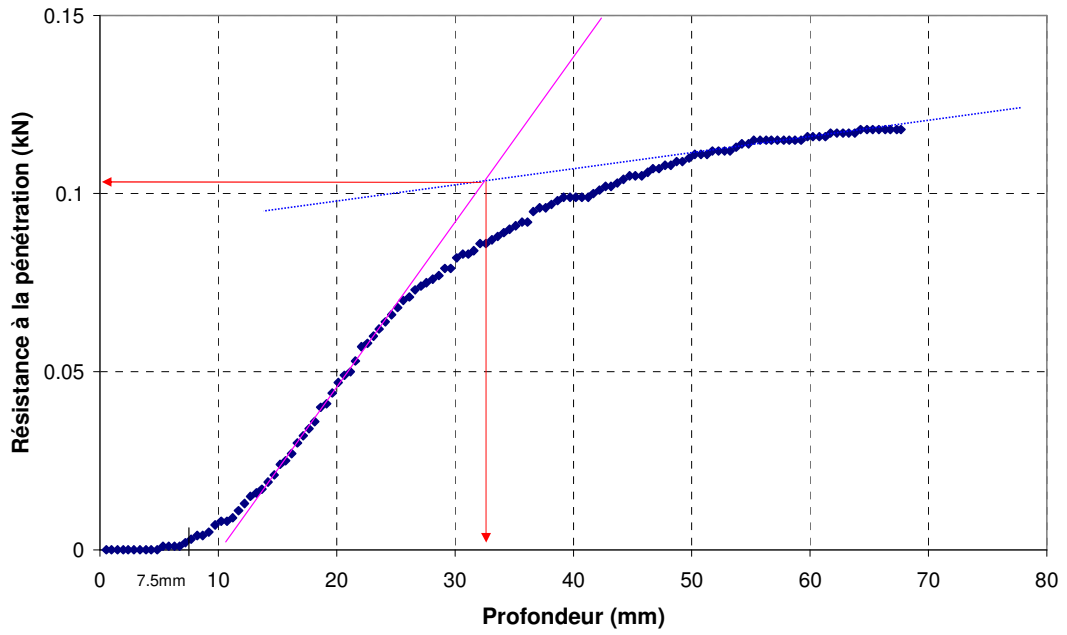


Figure B20.3: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.613 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 19.49\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 20\text{h}30'$

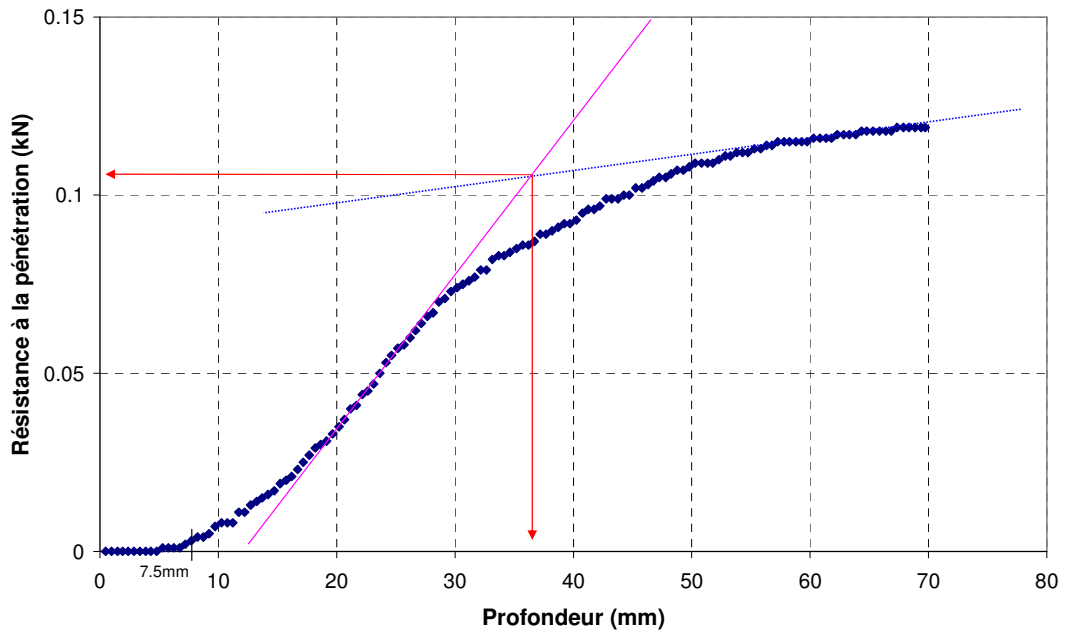


Figure B20.4: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.613 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 19.49\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 45\text{h}20'$

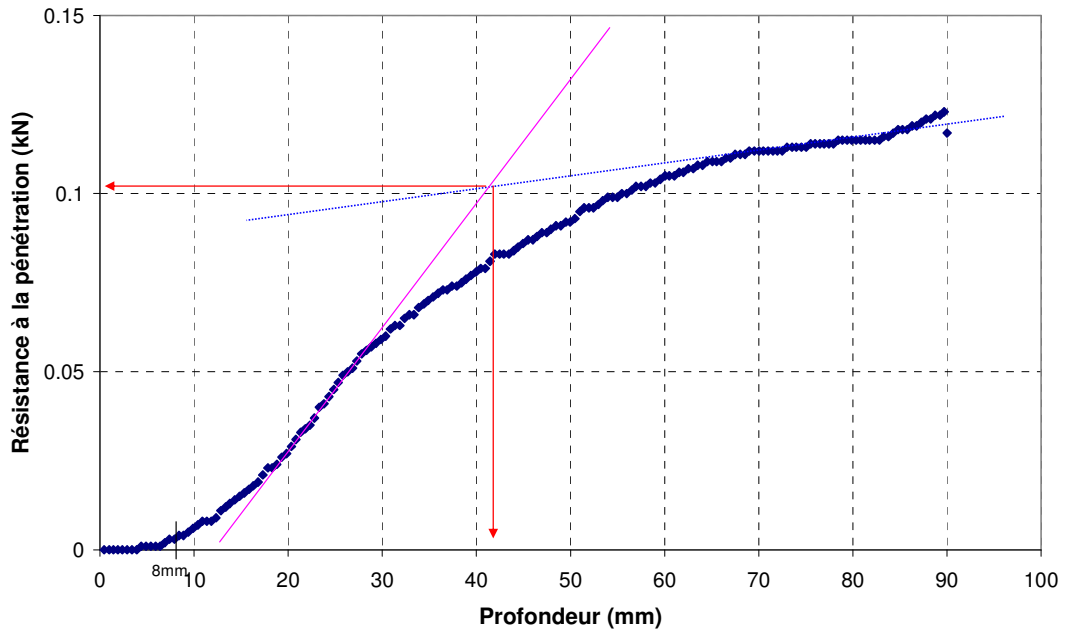


Figure B20.5: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.597 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 13.51\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 0'$

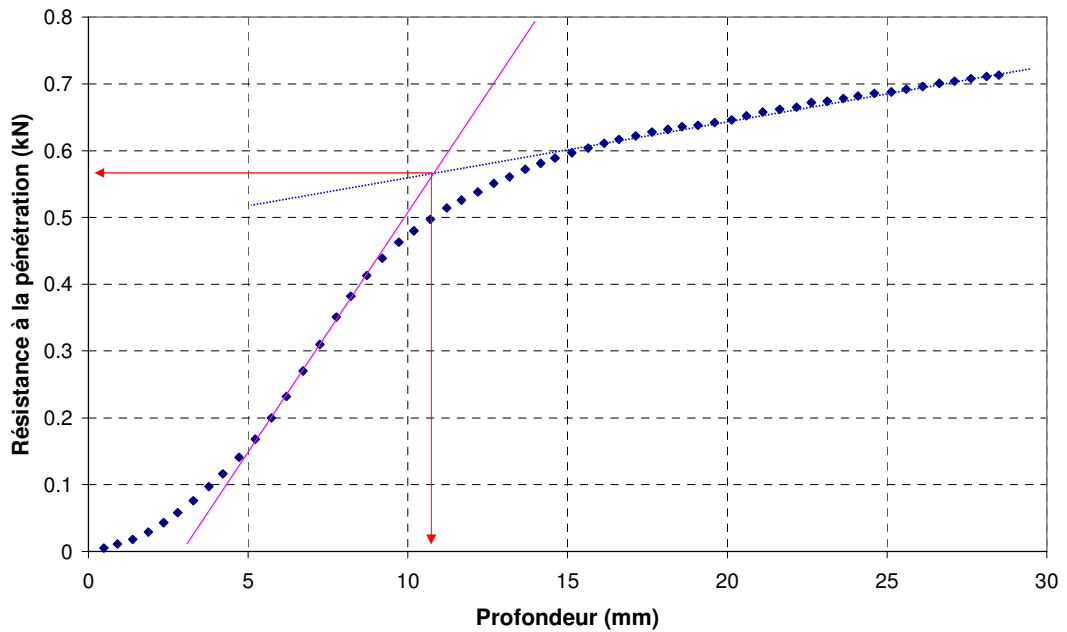


Figure B21.1: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.597 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 13.51\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 10'$

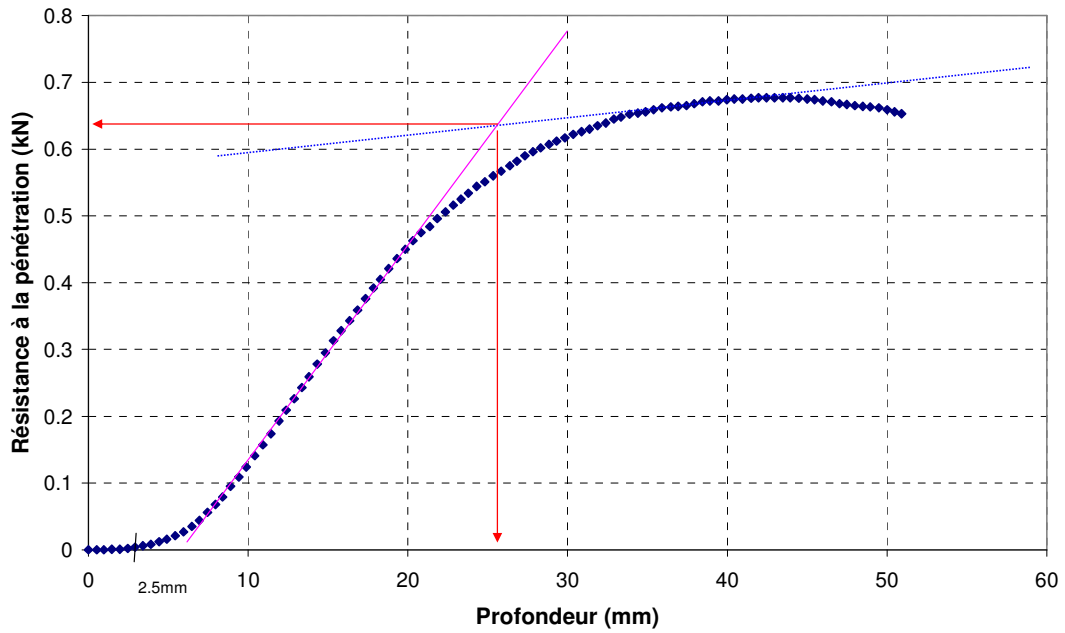


Figure B21.2: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.597 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 13.51\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 5h10'$

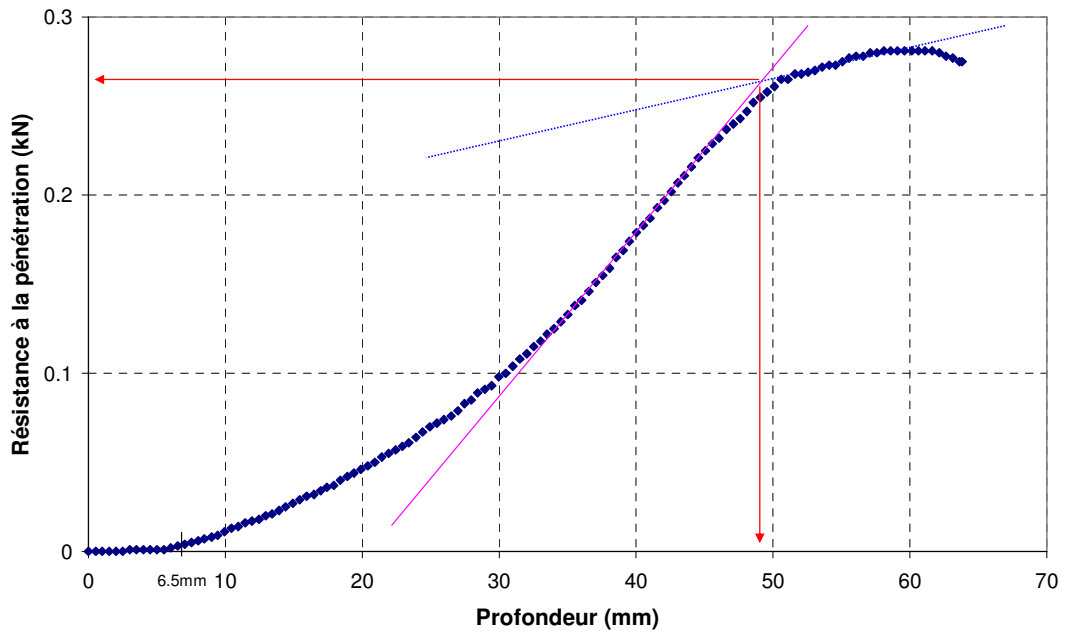


Figure B21.3: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.597 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 13.51\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 20\text{h}05'$

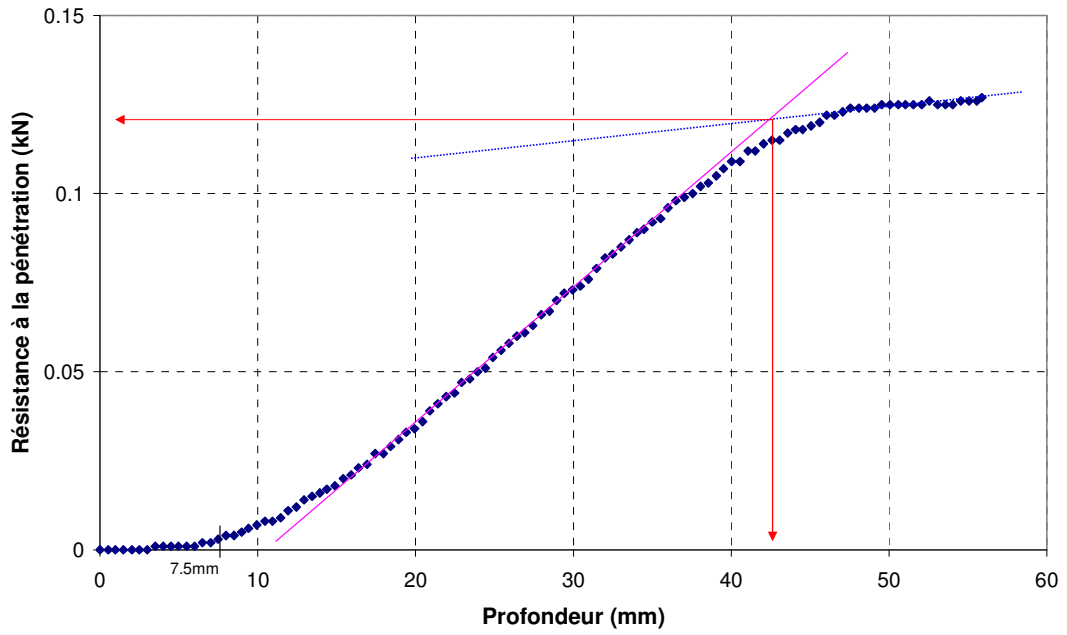


Figure B21.4: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

$\rho_d = 1.597 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 13.51\%$ ;  $t_{\text{immersion}} = 44\text{h}29'$

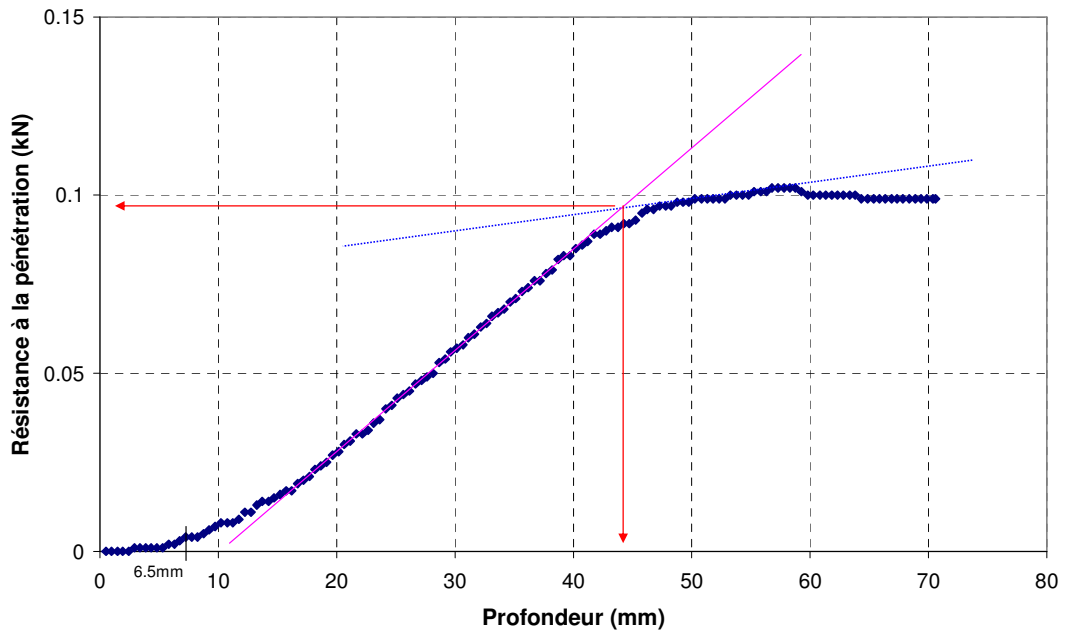


Figure B21.5: Résistance à la pénétration en fonction de la profondeur du sol

## ANNEXE C

Tableau C.1: Résultats des essais effectués du limon, le sol est compacté par la dame Proctor

Echantillon	Surface	w	$\rho_d$	$h_{1\_réelle}$	$h_2$	$h_3$	t-immer	moule	h-éro(5s)	h-éro max	Remarque	Méthode Hanson		Méthode GeophyConsult		Pe (cm)		Sr
		(%)	( $g/cm^3$ )	(cm)	(cm)	(cm)	(min)		(cm)	(cm)		$k_D$ ( $cm^3/N/s$ )	$\tau_c$ (Pa)	$k_D$ ( $cm^3/N/s$ )	$\tau_c$ (Pa)	Hanson	Géophy consult	(%)
12.11.05.p1	inférieure	16.33	1.658	129.88	10	5	10	Proctor	1.19	3.93		2.88	13.71	4.36	19.19	6.12	4.40	70.19
12.11.05.p2	inférieure	17.11	1.674	129.88	10	5	10	Proctor	1.32	4.62		4.21	14.01	4.32	14.32	6.01	5.89	75.42
12.11.07.p1	superieure	17.69	1.648	129.88	10	5	10	Proctor	0.74	4.49		4.12	14.33	4.47	15.34	5.88	5.52	74.86
12.11.07.p2	superieure	17.87	1.655	130.59	10	5	10	Proctor	0.83	4.65		4.35	13.97	4.99	15.30	6.05	5.56	76.37
12.11.07.p3	superieure	17.68	1.657	129.88	10	5	0.5	Proctor	0.23	3.96		2.89	13.82	3.45	15.94	6.08	5.32	75.87
12.11.07.p4	inférieure	17.47	1.669	129.88	10	5	0.5	Proctor	0.63	4.66		4.17	13.28	4.46	14.01	6.30	6.01	76.39
12.11.08.p1	inférieure	20.18	1.667	129.88	10	5	10	Proctor	0.84	4.97		4.22	13.10	4.68	13.67	6.38	6.14	87.87
12.11.08.p2	superieure	15.41	1.644	129.88	10	5	10	Proctor	1.38	4.74		4.16	13.92	5.30	16.60	6.04	5.11	64.79
12.11.08.p3	inférieure	15.70	1.640	129.88	10	5	10	Proctor	1.31	5.31	irreguliere	5.71	13.46	6.01	14.07	6.23	5.98	65.59
12.11.09.a1	inférieure	14.21	1.606	130.59	10	5	10	Proctor	1.64	6.46	irreguliere	8.57	10.79	8.91	11.33	7.57	7.27	56.33
12.11.12.a1	inférieure	15.62	1.623	129.88	10	5	73.33	Proctor	2.19	4.90		3.92	12.81	4.61	14.39	6.51	5.86	63.57

Tableau C.2: Résultats des essais effectués du limon, le sol est compacté par la presse hydraulique

Echantillon	Surface	w	$\rho_d$	$h_{1 \text{ réelle}}$	$h_2$	$h_3$	t-immer	moule	h- éro(5s)	h-éro max	Remarque	Méthode Hanson		Méthode GeophyConsult		Pe (cm)		Sr
		(%)	(g/cm <sup>3</sup> )	(cm)	(cm)	(cm)	(min)		(cm)	(cm)		$k_D$ (cm <sup>3</sup> /N/s)	$\tau_c$ (Pa)	$k_D$ (cm <sup>3</sup> /N/s)	$\tau_c$ (Pa)	Hanson	Géophy consult	(%)
12.11.13.p1	inferieure	16.79	1.652	130.95	10	5	10	Proctor	0.72	5.89		5.59	11.92	5.78	12.11	6.98	6.88	71.44
12.11.13.p2	inferieure	16.79	1.699	129.16	10	5	10	Proctor	0.13	3.55		2.43	16.33	2.63	16.16	5.16	5.22	76.97
12.11.14.p1	inferieure	16.83	1.750	129.88	10	5	10	Proctor	0.34	2.52		1.61	20.65	1.71	22.13	4.06	3.76	83.67
12.11.14.p2	inferieure	16.98	1.550	129.88	10	5	10	Proctor	1.75	-	tres vite	22.85	2.39	26.68	3.69	21.63	16.43	61.79
12.11.14.p3	inferieure	16.66	1.609	129.88	10	5	10	Proctor	1.21	-	tres vite	12.31	2.85	12.82	2.82	19.39	19.53	66.29
12.11.15.a1	inferieure	17.49	1.657	129.88	10	5	10	Proctor	0.49	5.79	irreguliere	4.74	10.68	4.68	11.24	7.60	7.29	75.07
12.11.15.p1	inferieure	17.48	1.706	129.88	10	5	10	Proctor	0.37	3.44		2.19	16.11	2.31	17.40	5.26	4.87	81.00
12.11.15.p2	inferieure	15.72	1.648	130.59	10	5	10	Proctor	0.80	7.50	irreguliere	5.91	4.77	6.29	6.01	13.92	11.85	66.48
12.11.15.p3	inferieure	15.50	1.704	129.88	10	5	10	Proctor	0.30	4.29		3.17	14.59	3.27	15.23	5.78	5.55	71.62
12.11.16.a1	inferieure	19.88	1.650	129.88	10	5	10	Proctor	0.47	3.87	irreguliere	2.51	12.64	2.56	12.93	6.59	6.45	84.32
12.11.16.p1	inferieure	19.71	1.700	130.59	10	5	10	Proctor	0.11	2.25		1.48	22.68	1.81	26.78	3.67	2.98	90.42
12.11.16.p2	inferieure	13.69	1.654	129.16	10	5	10	Proctor	0.73	7.83	irreguliere	10.00	7.63	10.27	7.93	9.87	9.58	58.48
12.11.16.p3	inferieure	13.53	1.704	129.88	10	5	10	Proctor	0.37	5.97		3.71	9.78	3.63	9.16	8.17	8.61	62.51
12.11.19.a1	inferieure	18.73	1.652	129.88	10	5	10	Proctor	0.29	3.70		2.85	16.70	3.12	18.25	5.08	4.64	79.65
12.11.19.p1	inferieure	18.74	1.701	129.88	10	5	10	Proctor	0.16	2.18		1.24	20.77	2.10	30.03	4.04	2.52	86.16
12.11.19.p2	inferieure	14.71	1.652	129.88	10	5	10	Proctor	0.64	6.69	irreguliere	5.05	5.14	4.54	6.28	13.17	11.43	62.56
12.11.19.p3	inferieure	14.71	1.701	128.45	10	5	10	Proctor	0.32	4.78		3.12	10.16	3.47	11.68	7.85	6.98	67.65
12.11.20.a1	inferieure	17.17	1.558	129.88	10	5	10	Proctor	1.25	-	tres vite	27.28	2.58	26.42	2.16	20.62	23.00	63.27
12.11.20.p1	inferieure	17.01	1.612	129.16	10	5	10	Proctor	1.26	-	tres vite	12.46	6.09	13.72	6.80	11.65	10.76	68.04
12.11.20.p2	inferieure	15.61	1.554	129.88	10	5	10	Proctor	1.48	-	tres vite	15.83	2.90	17.04	3.72	19.18	16.37	57.14
12.11.20.p3	inferieure	15.40	1.607	129.88	10	5	10	Proctor	0.95	-	tres vite	10.54	5.06	11.53	6.24	13.30	11.49	61.14
12.11.21.p1	inferieure	18.92	1.598	129.88	10	5	10	Proctor	1.48	-	tres vite	12.29	5.36	11.11	5.25	12.78	12.97	74.12
12.11.21.p2	inferieure	19.06	1.548	129.88	10	5	10	Proctor	2.42	-	tres vite	27.27	1.87	33.69	3.21	25.12	17.99	69.12
12.11.21.p3	inferieure	20.27	1.546	129.88	10	5	10	Proctor	2.63	-	tres vite	27.75	2.16	33.89	3.43	22.99	17.25	73.35
12.11.21.p4	inferieure	19.68	1.602	129.88	10	5	10	Proctor	2.14	-	tres vite	8.58	5.08	10.08	6.97	13.28	10.61	77.57
12.11.22.p1	inferieure	17.32	1.757	129.88	10	5	10	Proctor	0.18	2.06		1.28	23.49	1.57	27.37	3.50	2.87	87.09
12.11.23.a1	inferieure	15.63	1.752	129.88	10	5	10	Proctor	0.25	1.83		0.99	23.66	1.09	25.88	3.47	3.10	77.90

12.11.23.a2	inferieure	14.78	1.552	129.88	10	5	10	Proctor	1.42	9.89		14.03	5.44	14.02	5.42	12.66	12.69	53.98
12.11.23.p1	inferieure	14.87	1.601	130.59	10	5	10	Proctor	0.75	7.34		8.25	7.97	7.59	7.81	9.63	9.78	58.44
12.11.23.p2	inferieure	13.61	1.553	130.59	10	5	10	Proctor	1.41	9.85		16.74	5.73	17.67	6.22	12.26	11.56	49.78
12.11.23.p3	inferieure	13.61	1.604	129.88	10	5	10	Proctor	0.60	8.41		11.29	6.90	12.63	8.29	10.68	9.31	53.81
12.11.25.a1	inferieure	13.59	1.753	129.88	10	5	10	Proctor	0.23	2.00		1.03	20.30	1.14	22.80	4.14	3.63	67.93
12.11.26.a1	inferieure	14.52	1.754	129.88	10	5	10	Proctor	0.23	2.04		1.09	20.91	1.25	24.11	4.01	3.39	72.64
12.11.26.a2	inferieure	18.44	1.754	129.88	10	5	10	Proctor	0.18	2.15		1.17	21.05	1.33	24.33	3.98	3.35	92.23
12.11.26.p2	inferieure	19.40	1.738	129.88	10	5	10	Proctor	0.02	1.69		0.88	23.12	1.01	25.97	3.57	3.08	94.59
12.11.26.p1	superieure	18.44	1.754	130.59	10	5	283	Proctor	1.13	3.02		2.69	21.55	3.04	22.92	3.90	3.63	92.23
12.11.27.a1	superieure	19.40	1.738	129.88	10	5	850	Proctor	1.48	3.42		4.28	21.82	4.70	22.31	3.82	3.72	94.59
12.11.28.a1	inferieure	17.88	1.698	129.88	10	5	1460	Proctor	2.51	4.34		5.92	17.78	5.72	17.51	4.77	4.84	81.85
12.11.29.p1	inferieure	16.55	1.703	129.88	10	5	1450	Proctor	1.54	3.52		3.55	19.34	3.21	18.25	4.37	4.64	76.36
12.11.30.p1	inferieure	15.51	1.708	129.88	10	5	1450	Proctor	1.52	3.89		3.88	18.52	4.42	19.87	4.57	4.24	72.05
12.12.01.a1	inferieure	15.05	1.696	129.16	10	5	1030	Proctor	1.11	4.10		3.84	16.68	4.68	18.82	5.06	4.47	68.66
12.12.02.a1	inferieure	13.93	1.699	129.16	10	5	1450	Proctor	1.49	4.24		4.53	16.67	4.94	17.73	5.06	4.75	63.84
12.12.03.p1	inferieure	14.85	1.699	129.88	10	5	1450	Proctor	1.32	3.87		3.93	18.07	4.46	19.27	4.69	4.38	68.05
12.12.04.p1	inferieure	18.62	1.704	128.80	10	5	1450	Proctor	2.06	3.56		4.14	19.87	3.87	19.30	4.20	4.34	85.99
12.12.05.p1	inferieure	19.35	1.705	129.88	10	5	1450	Proctor	2.09	3.82		4.53	18.88	4.27	18.41	4.48	4.60	89.50
12.12.06.a1	inferieure	17.79	1.699	128.45	10	5	960.3	Proctor	1.72	3.31		3.60	20.65	3.82	21.09	4.01	3.92	81.49
12.12.07.p1	inferieure	17.91	1.697	129.88	10	5	1450	Proctor	2.00	3.66		3.87	18.78	3.72	18.45	4.50	4.59	81.83
12.12.10.a1	inferieure	17.47	1.704	128.45	10	5	3920	Proctor	2.77	4.93		4.74	12.38	4.98	12.89	6.64	6.41	80.73
12.12.10.p1	inferieure	16.83	1.699	129.16	10	5	540	Proctor	1.86	3.70		3.52	17.64	3.90	18.62	4.78	4.52	77.15
12.12.13.a1	inferieure	16.94	1.698	129.52	10	5	3683	Proctor	2.21	5.27		5.98	12.54	5.87	12.38	6.62	6.69	77.56
12.12.14.a1	inferieure	16.51	1.705	129.88	10	5	850	Proctor	1.27	3.63		3.06	17.93	3.59	19.43	4.73	4.34	76.36
13.07.22.p1	inferieure	16.95	1.704	129.16	9.95	4.95	180	Proctor	1.35	5.21		6.15	14.83	7.31	15.11	5.72	5.62	78.25
13.07.22.p2	inferieure	17.10	1.700	128.80	9.95	4.95	62	Proctor	1.30	3.47		2.65	17.52	2.70	17.75	4.85	4.79	78.51
13.07.22.p3	inferieure	16.66	1.711	128.09	9.95	4.95	30	Proctor	1.00	3.36		2.81	18.17	2.80	18.15	4.65	4.65	77.78
12.12.27.p1	inferieure	17.62	1.740	129.16	10	5	310	Proctor	0.53	2.03		1.23	22.56	1.34	24.00	3.65	3.38	86.18
12.12.28.a1	inferieure	17.78	1.733	129.16	10	5	870	Proctor	1.22	2.54		1.88	21.74	2.44	24.86	3.81	3.24	86.02
12.12.28.p1	superieure	18.06	1.715	129.88	10	5	310	Proctor	1.39	3.17		3.67	22.34	5.03	23.96	3.71	3.41	84.96
12.12.29.a1	superieure	18.22	1.717	129.88	10	5	870	Proctor	1.63	3.36		3.74	21.35	4.90	22.86	3.91	3.61	85.88
12.12.30.a1	inferieure	18.46	1.726	129.16	10	5	1450	Proctor	1.83	3.32		3.87	21.55	3.97	21.67	3.85	3.82	88.40
12.12.31.a1	superieure	18.34	1.728	129.88	10	5	1450	Proctor			Echoue							88.07



13.01.04.a1	superieure	18.18	1.718	129.88	10	5	1450	Proctor	1.38	3.16		3.33	21.63	4.07	22.99	3.86	3.59	85.89
13.01.04.p1	inferieure	18.20	1.720	129.88	10	5	10	Proctor	0.01	1.61		0.90	26.51	1.06	29.15	3.00	2.63	86.18
13.01.04.p2	superieure	18.24	1.719	129.88	10	5	10	Proctor	0.17	1.70		0.92	25.20	0.88	24.22	3.20	3.37	86.30
13.03.28.p2	inferieure	16.66	1.712	130.59	16.65	11.35	116.167	Proctor	0.29	0.75		5.90	10.64	5.22	10.44	1.31	1.43	77.89
13.03.29.p2	inferieure	16.64	1.716	130.59	14.71	9.51	127.167	Proctor	0.26	0.93		4.21	14.18	3.73	13.85	1.46	1.59	78.38
13.04.04.p2	inferieure	16.95	1.706	130.23	13.39	8.09	92.17	Proctor	0.29	0.90		2.75	18.83	2.67	18.71	1.41	1.45	78.59
13.04.04.p4	inferieure	16.82	1.709	130.59	13.59	8.29	92.17	Proctor	0.33	2.78		9.63	12.90	6.69	11.58	3.21	3.85	78.35
13.07.11.p1	inferieure	17.05	1.702	129.16	10.60	5.70	10	Proctor	0.47	2.37		2.19	19.39	2.13	19.07	3.63	3.71	78.55
13.07.11.p2	inferieure	17.26	1.698	129.16	11.50	6.60	10	Proctor	0.30	2.91		3.86	15.96	4.43	16.24	3.68	3.59	78.96
13.07.12.p1	inferieure	17.09	1.702	129.52	12.50	7.60	10	Proctor	0.28	2.18		4.81	15.90	4.97	16.11	2.71	2.65	78.65
13.07.12.p2	inferieure	17.10	1.703	129.16	13.30	8.40	10	Proctor	0.12	1.07		3.74	16.91	3.48	16.63	1.59	1.67	78.84
13.07.16.p2	inferieure	17.22	1.698	129.16	14.70	9.70	10	Proctor	0.11	1.53		8.15	12.63	5.37	11.54	1.86	2.39	78.84
13.07.17.p2	inferieure	17.25	1.698	129.88	17.14	12.24	10	Proctor	0.18	0.51		8.76	10.02	7.02	9.84	0.77	0.89	78.94
13.07.17.p3	inferieure	17.28	1.698	129.16	15.40	10.50	10	Proctor	0.23	1.04		5.94	11.38	4.87	10.88	1.67	1.95	79.00
13.07.17.p4	inferieure	17.28	1.698	129.16	17.06	12.16	20	Proctor	0.14	0.53		6.85	9.84	5.58	9.63	0.93	1.08	79.00
13.07.19.p1	inferieure	17.33	1.700	128.45	16.30	11.30	10	Proctor	0.24	0.84		8.55	10.76	6.15	10.30	1.19	1.46	79.49
13.04.16.p2	inferieure	19.50	1.687	129.88	16.69	11.49	91.17	Proctor	1.02	1.52		9.43	8.91	7.83	8.52	2.31	2.62	87.64
13.04.18.p2	inferieure	20.03	1.692	130.59	14.78	9.58	91.17	Proctor	0.40	1.05		6.01	14.03	6.43	14.15	1.45	1.40	90.74
13.04.19.p2	inferieure	19.67	1.696	129.88	12.73	7.53	91.17	Proctor	0.55	1.38		1.92	15.20	2.06	15.81	3.03	2.83	89.68
13.04.22.p2	inferieure	19.51	1.702	130.59	13.31	8.11	70	Proctor	0.03	0.87		1.79	16.88	2.19	17.94	1.94	1.64	89.91
13.04.22.p3	inferieure	19.51	1.702	129.16	14.17	8.97	286.167	Proctor	0.27	1.30		5.61	14.61	4.91	14.24	1.78	1.92	89.91
13.04.23.p2	inferieure	14.07	1.707	129.88	16.63	11.33	91.17	Proctor	0.12	0.67		6.63	11.04	4.99	10.64	1.07	1.30	65.30
13.04.23.p3	inferieure	14.07	1.707	129.88	17.30	12.00	182.33	Proctor	0.004	0.36		6.66	10.72	5.39	10.56	0.58	0.68	65.30
13.04.24.p2	inferieure	13.97	1.711	129.88	14.70	9.50	91.17	Proctor	0.21	0.88		5.68	14.84	6.46	15.06	1.19	1.11	65.27
13.04.24.p3	inferieure	13.97	1.711	129.88	15.54	10.34	182.33	Proctor	0.04	0.51		5.25	13.73	3.16	12.94	0.78	1.11	65.27
13.04.25.p2	inferieure	14.04	1.707	129.88	13.63	8.43	91.17	Proctor	0.28	1.18		3.72	16.16	3.54	15.97	1.82	1.88	65.21
13.04.26.p2	inferieure	14.03	1.707	129.88	14.42	9.22	99	Proctor	0.47	1.63		7.51	13.56	9.05	14.04	1.96	1.77	65.08
13.05.24.p1	inferieure	16.86	1.706	130.59	13.9	5.9	10	Proctor	0.17	2.18		2.32	20.77	2.44	21.40	3.16	3.03	78.13
13.05.25.p1	inferieure	16.76	1.707	129.88	13.9	7.7	10	Proctor	0.05	1.73		3.33	16.43	3.97	17.77	2.46	2.07	77.83
13.05.25.p2	inferieure	16.76	1.707	130.59	15.65	9.45	34.17	Proctor	0.08	0.80		3.97	15.02	3.05	14.21	1.21	1.51	77.83
13.05.27.p2	inferieure	16.91	1.703	130.59	15.74	8.84	25.17	Proctor	0.09	1.01		3.87	15.95	6.46	17.15	1.50	1.13	78.03
13.05.27.p3	inferieure	16.94	1.702	131.30	13.9	7	10	Proctor	0.13	1.67		2.38	18.12	2.75	19.40	2.73	2.40	78.02
13.05.27.p4	inferieure	16.94	1.702	131.30	15.59	8.69	34.17	Proctor	0.07	0.91		2.90	16.14	2.75	15.90	1.62	1.70	78.02
13.06.06.p2	inferieure	16.70	1.708	82.57	11.61	6.91	10	Proctor	0.04	0.78		2.18	15.69	2.15	15.62	1.38	1.40	77.68

13.06.07.a2	inferieure	17.09	1.747	81.85	10.92	6.22	10	Proctor	0.20	0.74		1.64	18.47	1.56	18.19	1.39	1.45	84.56
13.06.07.p1	inferieure	17.09	1.747	81.85	11.67	6.97	160	Proctor	0.02	0.85		2.57	14.88	2.44	14.65	1.51	1.58	84.56
13.06.07.p2	inferieure	17.09	1.747	81.85	12.59	7.89	170	Proctor	0.15	0.54		2.82	13.46	2.69	13.34	1.02	1.06	84.56
13.06.07.p3	inferieure	17.09	1.747	81.85	13.11	8.41	180	Proctor	0.05	0.41		2.96	12.55	3.02	12.58	0.82	0.81	84.56
13.06.07.p4	inferieure	17.09	1.747	81.85	13.25	8.55	190	Proctor	0.11	0.51		3.85	11.94	4.34	12.12	0.91	0.84	84.56
13.06.07.p5	inferieure	17.09	1.747	82.57	13.72	9.02	200	Proctor	0.06	0.45		4.20	11.30	2.77	10.62	0.76	1.06	84.56
13.06.11.p2	inferieure	17.84	1.706	82.57	11.73	7.03	10	Proctor	0.15	1.16		4.23	14.76	3.16	13.49	1.52	1.91	82.67
13.06.12.p2	inferieure	20.52	1.691	82.57	12.01	7.31	10	Proctor	0.22	0.98		5.80	14.99	3.50	13.68	1.18	1.57	92.86
13.07.04.p1	inferieure	17.26	1.698	83.29	12.25	7.55	10	Proctor	0.19	1.04		5.70	13.95	4.30	13.22	1.28	1.52	79.00
13.07.04.p2	inferieure	17.26	1.698	83.29	13.33	8.63	20	Proctor	0.16	0.53		4.46	12.07	5.44	12.32	0.86	0.77	79.00
13.07.04.p3	inferieure	17.26	1.698	82.57	13.87	9.17	34.17	Proctor	0.04	0.38		5.20	11.38	2.86	10.68	0.57	0.88	79.00
13.07.05.a1	inferieure	17.36	1.696	83.29	9.9	5.2	10	Proctor	0.12	1.87		2.24	16.55	2.20	16.33	2.91	2.96	79.23
13.07.05.a2	inferieure	17.36	1.696	83.29	11.53	6.83	10	Proctor	0.15	0.83		2.52	16.17	2.46	16.08	1.37	1.40	79.23
13.07.05.p1	inferieure	17.40	1.697	83.29	10.55	5.85	10	Proctor	0.33	1.73		3.31	16.02	3.31	15.71	2.39	2.47	79.50
13.07.05.p2	inferieure	17.40	1.697	82.93	12.36	7.66	20	Proctor	0.19	0.61		4.27	14.96	4.87	15.18	0.85	0.79	79.50
13.07.05.p3	inferieure	17.40	1.697	82.57	11.4	6.7	10	Proctor	0.30	1.46		3.81	13.97	2.83	12.32	2.09	2.66	79.52
13.07.05.p4	inferieure	17.40	1.697	82.93	12.92	8.22	20	Proctor	0.13	0.63		4.74	13.10	2.04	11.02	0.87	1.70	79.52
13.07.06.p1	inferieure	17.33	1.697	83.29	13.1	8.4	10	Proctor	0.29	1.14		5.80	10.69	3.12	8.67	1.69	2.80	79.16
13.10.22.p1	inferieure	17.47	1.679	176.15	9.9	4.9	10	Proctor	0.28	4.12	Etroit et profond	2.04	18.73	1.71	16.60	6.18	6.87	77.59
13.10.23.a1	inferieure	17.53	1.680	175.80	9.95	5.15	10	Proctor	1.07	4.78	irreguliere	3.14	16.59	3.05	15.93	6.61	6.86	77.96
13.10.23.p1	inferieure	17.35	1.698	175.10	9.9	5.1	10	Proctor	0.31	4.81	irreguliere	3.26	16.47	3.27	16.01	6.69	6.85	79.39
13.10.25.p2	inferieure	17.62	1.696	175.45	10.75	6.05	10	Proctor	1.01	3.72	irreguliere	3.18	18.31	3.32	18.80	5.14	4.99	80.34
13.10.28.p2	inferieure	17.23	1.697	175.80	11.45	6.75	10	Proctor	1.37	4.50		6.39	15.76	4.91	13.73	5.32	6.18	78.70
13.10.29.p1	inferieure	17.28	1.696	175.80	12.2	7.5	10	Proctor	0.71	3.52		5.92	16.66	7.03	17.38	4.24	4.00	78.85
13.10.30.p2	inferieure	17.27	1.698	175.80	12.9	8.2	10	Proctor	0.77	2.57		4.67	16.73	4.87	16.95	3.52	3.44	79.04
13.10.30.p3	inferieure	17.17	1.700	175.45	13.7	9	10	Proctor	0.35	1.72		3.56	16.83	2.90	15.45	2.67	3.18	78.77
13.10.31.p1	inferieure	17.10	1.701	176.15	14.8	10	10	Proctor	0.55	1.90		9.76	15.94	8.03	15.53	2.02	2.17	78.69
13.10.31.p2	inferieure	17.14	1.700	175.45	15.5	10.8	10	Proctor	0.11	1.03		7.40	15.84	4.18	14.44	1.23	1.80	78.67
13.10.31.p3	inferieure	17.14	1.700	175.10	16.35	11.55	10	Proctor	0.74	1.79		15.38	12.62	5.53	10.21	1.91	3.42	78.69
13.11.04.p1	inferieure	16.97	1.702	175.80	11.4	6.6	10	Proctor	1.02	3.97	irreguliere	4.90	17.71	3.88	15.38	4.79	5.62	78.11
13.11.08.p1	inferieure	17.33	1.695	176.15	11.45	6.55	10	Proctor	1.45	4.10	irreguliere	5.08	17.14	3.98	14.63	5.04	5.99	78.87
13.11.08.p2	inferieure	16.98	1.701	176.15	9.95	5.05	10	Proctor	1.35	5.58	irreguliere	4.81	17.21	5.53	17.44	6.51	6.44	78.13
13.11.09.a1	inferieure	17.02	1.701	175.80	10.6	5.7	10	Proctor	1.76	9.20	irreguliere	8.06	4.97	9.62	7.55	15.81	11.74	78.23

13.11.11.a1	inferieure	16.88	1.704	175.80	10.8	5.9	10	Proctor	0.83	6.39	irreguliere	4.18	8.83	4.30	9.51	10.23	9.64	77.95
-------------	------------	-------	-------	--------	------	-----	----	---------	------	------	-------------	------	------	------	------	-------	------	-------

Tableau C.3: Résultats des essais effectués du limon, le sol est compacté par la dame Proctor normal (Estimer  $k_D$  et  $\tau_c$  pour différentes couches).

Echantillon	Surface	w	$\rho_d$	$h_{l \text{ theorie}}$	$k_D$ (cm <sup>3</sup> /N/s)															
		(%)	(g/cm <sup>3</sup> )	(cm)	$\tau_c$ (Pa)															
		t(s)	5	5	10	10	20	20	30	30	60	60	120	120	120	120	120			
12.11.05p1	inférieure	16.33	1.658	182	$k_D$	42.83	10.23	10.23	4.13	4.13	4.13	4.13	4.13	4.13	4.13	4.13	4.13	4.13	4.13	4.13
					$\tau_c$	0.00	18.41	18.41	18.41	18.41	18.41	18.41	18.41	18.41	18.41	18.41	18.41	18.41	18.41	18.41
12.11.05p2	inférieure	17.11	1.674	182	$k_D$	19.02	19.02	19.02	5.10	5.10	5.10	5.10	5.10	5.10	5.10	5.10	5.10	5.10	5.10	5.10
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	16.57	16.57	16.57	16.57	16.57	16.57	16.57	16.57	16.57	16.57	16.57	16.57
12.11.07p1	superieure	17.69	1.648	182	$k_D$	23.23	23.23	23.23	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	16.60	16.60	16.60	16.60	16.60	16.60	16.60	16.60	16.60	16.60	16.60	16.60
12.11.07p2	superieure	17.87	1.655	183	$k_D$	16.89	16.89	16.89	5.08	5.08	5.08	5.08	5.08	5.08	5.08	5.08	5.08	5.08	5.08	5.08
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	15.01	15.01	15.01	15.01	15.01	15.01	15.01	15.01	15.01	15.01	15.01	15.01
12.11.07p3	superieure	17.68	1.657	182	$k_D$	9.32	6.95	6.95	4.23	4.23	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11
					$\tau_c$	0.00	14.38	15.16	17.40	17.40	17.40	18.58	18.58	18.58	18.58	18.58	18.58	18.58	18.58	18.58
12.11.07p4	inférieure	17.47	1.669	182	$k_D$	12.81	12.81	12.81	4.51	4.51	4.51	4.51	4.51	4.51	4.51	4.51	4.51	4.51	4.51	4.51
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	14.28	14.28	14.28	14.28	14.28	14.28	14.28	14.28	14.28	14.28	14.28	14.28
12.11.08p1	inférieure	20.18	1.667	182	$k_D$	8.66	8.66	8.66	3.81	3.81	3.81	3.81	3.81	3.81	3.81	3.81	3.81	3.81	3.81	3.81
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	13.03	13.03	13.03	13.03	13.03	13.03	13.03	13.03	13.03	13.03	13.03	13.03
12.11.08p2	superieure	15.41	1.644	182	$k_D$	15.41	15.41	15.41	4.45	4.45	4.45	4.45	4.45	4.45	4.45	4.45	4.45	4.45	4.45	4.45
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	13.74	13.74	13.74	13.74	13.74	13.74	13.74	13.74	13.74	13.74	13.74	13.74
12.11.08p3	inférieure	15.70	1.640	182	$k_D$	13.39	13.39	13.39	4.74	4.74	4.74	4.74	4.74	4.74	4.74	4.74	4.74	4.74	4.74	4.74
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	11.14	11.14	11.14	11.14	11.14	11.14	11.14	11.14	11.14	11.14	11.14	11.14
12.11.09a1	inférieure	14.21	1.606	183	$k_D$	17.37	17.37	17.37	7.66	7.66	7.66	7.66	7.66	7.66	7.66	7.66	7.66	7.66	7.66	7.66
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	9.95	9.95	9.95	9.95	9.95	9.95	9.95	9.95	9.95	9.95	9.95	9.95
12.11.12a1	inférieure	15.62	1.623	182	$k_D$	50.00	40.00	30.34	20.00	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	14.90	14.90	14.90	14.90	14.90	14.90	14.90	14.90	14.90	14.90	14.90	14.90

Tableau 1.4: Résultats des essais effectués du limon, le sol est compacté par la presse hydraulique (Estimer  $k_D$  et  $\tau_c$  pour différentes couches)

Echantillon	Surface	w (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	h1_théorie (cm)	$k_D$ (cm <sup>3</sup> /N/s)															
					t (s)	$\tau_c$ (Pa)														
						5	5	10	10	20	20	30	30	60	60	120	120	120	120	
12.11.13.p1	inferieure	16.79	1.652	183.5	$k_D$	10.00	10.00	10.00	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	10.69	10.69	10.69	10.69	10.69	10.69	10.69	10.69	10.69	10.69	10.69	10.69
12.11.13.p2	inferieure	16.79	1.699	181	$k_D$	5.06	3.07	3.07	2.18	2.18	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98
					$\tau_c$	0.00	12.86	12.86	12.86	12.86	12.86	12.86	12.86	12.86	12.86	12.86	12.86	12.86	12.86	12.86
12.11.14.p1	inferieure	16.83	1.750	182	$k_D$	4.85	2.77	2.77	2.77	2.77	1.79	1.79	1.79	1.79	1.79	1.79	1.79	1.79	1.79	1.79
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	0.00	24.79	24.79	24.79	24.79	24.79	24.79	24.79	24.79	24.79	24.79	24.79
12.11.14.p2	inferieure	16.98	1.550	182	$k_D$	40.91	40.25	40.25	24.49	24.49	23.50	23.50	23.50	23.50	23.50	23.50	23.50	23.50	23.50	23.50
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	2.67	2.67	2.67	2.67	2.67	2.67	2.67	2.67	2.67	2.67	2.67	2.67
12.11.14.p3	inferieure	16.66	1.609	182	$k_D$	21.68	21.68	21.68	11.81	11.81	11.81	11.81	11.81	11.81	11.81	11.81	11.81	11.81	11.81	11.81
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51
12.11.15.a1	inferieure	17.49	1.657	182	$k_D$	19.29	17.01	6.85	4.10	4.10	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49
					$\tau_c$	0.00	0.00	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50
12.11.15.p1	inferieure	17.48	1.706	182	$k_D$	12.15	4.40	3.44	2.01	2.01	1.76	1.76	1.76	1.76	1.76	1.76	1.76	1.76	1.76	1.76
					$\tau_c$	0.00	13.65	13.65	13.65	13.65	13.65	13.65	13.65	13.65	13.65	13.65	13.65	13.65	13.65	13.65
12.11.15.p2	inferieure	15.72	1.648	183	$k_D$	10.39	10.39	10.39	5.81	5.81	5.81	5.81	5.81	5.81	5.81	5.81	5.81	5.81	5.81	5.81
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06
12.11.15.p3	inferieure	15.50	1.704	182	$k_D$	10.83	9.56	4.94	3.00	3.00	2.61	2.58	2.58	2.58	2.58	2.58	2.58	2.58	2.58	2.58
					$\tau_c$	0.00	0.00	12.39	12.39	12.39	12.39	12.39	12.39	12.39	12.39	12.39	12.39	12.39	12.39	12.39
12.11.16.a1	inferieure	19.88	1.650	182	$k_D$	7.54	6.55	6.55	2.85	2.85	2.49	2.49	2.49	2.49	2.49	2.49	2.49	2.49	2.49	2.49
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	13.79	13.79	13.79	13.79	13.79	13.79	13.79	13.79	13.79	13.79	13.79	13.79
12.11.16.p1	inferieure	19.71	1.700	183	$k_D$	3.48	2.64	2.64	1.67	1.67	1.51	1.51	1.47	1.47	1.47	1.47	1.47	1.47	1.47	1.47
					$\tau_c$	0.00	17.19	22.02	22.96	22.96	22.96	25.13	25.26	25.26	25.26	25.26	25.26	25.26	25.26	25.26
12.11.16.p2	inferieure	13.69	1.654	181	$k_D$	9.90	9.90	9.90	6.60	6.60	6.60	5.31	5.31	5.31	5.31	5.31	5.31	5.31	5.31	5.31
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10
12.11.16.p3	inferieure	13.53	1.704	182	$k_D$	5.70	5.70	5.70	4.15	4.15	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01

					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	4.53	4.53	4.53	4.53	4.53	4.53	4.53	4.53	4.53	4.53	4.53	4.53
12.11.19.a1	inferieure	18.73	1.652	182	$k_D$	6.57	6.57	6.57	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20
					$\tau_c$	18.32	18.32	12.76	12.76	12.76	12.76	12.76	12.76	12.76	12.76	12.76	12.76	12.76	12.76	12.76
12.11.19.p1	inferieure	18.74	1.701	182	$k_D$	4.17	2.50	2.50	1.84	1.84	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40
					$\tau_c$	0.00	23.48	23.48	24.32	24.32	24.49	24.49	24.49	24.49	24.49	24.49	24.49	24.49	24.49	24.49
12.11.19.p2	inferieure	14.71	1.652	182	$k_D$	14.82	8.48	8.48	3.68	3.68	3.68	3.68	3.68	3.68	3.68	3.68	3.68	3.68	3.68	3.68
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	4.19	4.19	4.19	4.19	4.19	4.19	4.19	4.19	4.19	4.19	4.19	4.19
12.11.19.p3	inferieure	14.71	1.701	180	$k_D$	7.56	5.07	5.07	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	10.52	10.52	10.52	10.52	10.52	10.52	10.52	10.52	10.52	10.52	10.52	10.52
12.11.20.a1	inferieure	17.17	1.558	182	$k_D$	43.75	27.42	27.42	27.42	27.42	27.42	24.25	24.25	24.25	24.25	24.25	24.25	24.25	24.25	24.25
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08
12.11.20.p1	inferieure	17.01	1.612	181	$k_D$	40.57	19.17	15.54	13.44	13.44	13.44	13.44	13.44	13.44	13.44	13.44	13.44	13.44	13.44	13.44
					$\tau_c$	0.00	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69
12.11.20.p2	inferieure	15.61	1.554	182	$k_D$	26.34	26.34	26.34	18.04	18.04	18.04	18.04	18.04	18.04	18.04	18.04	18.04	18.04	18.04	18.04
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	0.86	0.86	0.86	3.29	3.29	3.29	3.29	3.29	3.29	3.29	3.29	3.29
12.11.20.p3	inferieure	15.40	1.607	182	$k_D$	20.25	20.25	20.25	9.63	9.63	9.63	9.63	9.63	9.63	9.63	9.63	9.63	9.63	9.63	9.63
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14
12.11.21.p1	inferieure	18.92	1.598	182	$k_D$	17.45	17.45	17.45	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60
12.11.21.p2	inferieure	19.06	1.548	182	$k_D$	62.19	62.19	62.19	29.95	29.95	29.95	29.95	29.95	29.95	29.95	29.95	29.95	29.95	29.95	29.95
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
12.11.21.p3	inferieure	20.27	1.546	182	$k_D$	80.08	80.08	80.08	29.39	29.39	29.39	29.39	29.39	29.39	29.39	29.39	29.39	29.39	29.39	29.39
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03
12.11.21.p4	inferieure	19.68	1.602	182	$k_D$	23.92	23.92	23.92	9.36	9.36	9.36	9.36	9.36	9.36	9.36	9.36	9.36	9.36	9.36	9.36
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	6.04	6.04	6.04	6.04	6.04	6.04	6.04	6.04	6.04	6.04	6.04	6.04
12.11.22.p1	inferieure	17.32	1.757	182	$k_D$	3.62	2.77	2.50	1.78	1.78	1.35	1.34	1.26	1.26	1.26	1.26	1.26	1.26	1.26	1.26
					$\tau_c$	0.00	21.33	25.22	25.22	25.22	25.22	25.22	25.22	25.22	25.22	25.22	25.22	25.22	25.22	25.22
12.11.23.a1	inferieure	15.63	1.752	182	$k_D$	4.79	4.79	1.88	0.95	0.95	0.79	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
					$\tau_c$	0.00	0.00	21.16	21.16	21.16	21.16	21.16	21.16	21.16	21.16	21.16	21.16	21.16	21.16	21.16
12.11.23.a2	inferieure	14.78	1.552	182	$k_D$	41.53	14.78	14.78	11.29	11.29	11.29	11.29	11.29	11.29	11.29	11.29	11.29	11.29	11.29	11.29
					$\tau_c$	0.00	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85

12.11.23.p1	inferieure	14.87	1.601	183	k <sub>D</sub>	14.94	8.23	8.23	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76
					τ <sub>c</sub>	0.00	0.00	0.00	5.21	5.21	5.21	5.21	5.21	5.21	5.21	5.21	5.21	5.21	5.21	5.21
12.11.23.p2	inferieure	13.61	1.553	183	k <sub>D</sub>	29.01	29.01	29.01	16.16	16.16	16.16	16.16	16.16	16.16	16.16	16.16	16.16	16.16	16.16	16.16
					τ <sub>c</sub>	0.00	0.00	0.00	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29
12.11.23.p3	inferieure	13.61	1.604	182	k <sub>D</sub>	15.92	15.92	15.92	12.13	12.13	10.35	10.35	10.25	10.25	10.25	10.25	10.25	10.25	10.25	10.25
					τ <sub>c</sub>	0.00	0.00	0.00	2.87	2.87	6.22	6.22	6.22	6.22	6.22	6.22	6.22	6.22	6.22	6.22
12.11.25.a1	inferieure	13.59	1.753	182	k <sub>D</sub>	3.16	2.31	2.31	0.95	0.95	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88
					τ <sub>c</sub>	0.00	0.00	0.00	19.59	19.59	19.59	19.59	19.59	19.59	19.59	19.59	19.59	19.59	19.59	19.59
12.11.26.a1	inferieure	14.52	1.754	182	k <sub>D</sub>	3.10	2.33	2.33	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
					τ <sub>c</sub>	0.00	0.00	0.00	17.14	17.14	17.14	17.14	17.14	17.14	17.14	17.14	17.14	17.14	17.14	17.14
12.11.26.a2	inferieure	18.44	1.754	182	k <sub>D</sub>	3.89	2.33	2.33	1.23	1.23	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94
					τ <sub>c</sub>	0.00	19.35	19.35	19.35	19.35	19.35	19.35	19.35	19.35	19.35	19.35	19.35	19.35	19.35	19.35
12.11.26.p2	inferieure	19.40	1.738	182	k <sub>D</sub>	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23	1.10	0.91	0.91	0.84	0.83	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
					τ <sub>c</sub>	0.00	0.00	8.13	21.39	23.24	23.24	23.24	23.24	23.24	23.24	23.24	23.24	23.24	23.24	23.24
12.11.26.p1	superieure	18.44	1.754	183	k <sub>D</sub>	29.43	14.76	14.76	5.00	5.00	2.85	2.85	2.67	2.67	2.67	2.67	2.67	2.67	2.67	2.67
					τ <sub>c</sub>	0.00	23.85	23.85	23.85	23.85	23.85	23.85	23.85	23.85	23.85	23.85	23.85	23.85	23.85	23.85
12.11.27.a1	superieure	19.40	1.738	182	k <sub>D</sub>	28.19	28.19	20.18	8.56	8.56	6.75	5.93	4.78	4.78	4.78	4.78	4.78	4.78	4.78	4.78
					τ <sub>c</sub>	0.00	0.00	23.50	23.50	23.50	23.50	23.50	23.50	23.50	23.50	23.50	23.50	23.50	23.50	23.50
12.11.28.a1	inferieure	17.88	1.698	182	k <sub>D</sub>	38.25	38.25	29.54	8.13	8.13	7.48	7.48	7.48	7.48	5.17	5.17	5.17	5.17	5.17	5.17
					τ <sub>c</sub>	0.00	0.00	18.36	18.36	18.36	18.36	18.36	18.36	18.36	18.36	18.36	18.36	18.36	18.36	18.36
12.11.29.p1	inferieure	16.55	1.703	182	k <sub>D</sub>	14.24	14.24	14.24	3.83	3.83	3.83	3.83	3.83	3.83	3.83	3.83	3.83	3.83	3.83	3.83
					τ <sub>c</sub>	0.00	0.00	0.00	19.67	19.67	19.67	19.67	19.67	19.67	19.67	19.67	19.67	19.67	19.67	19.67
12.11.30.p1	inferieure	15.51	1.708	182	k <sub>D</sub>	33.84	33.84	18.02	5.91	5.91	4.31	3.86	3.86	3.86	3.86	3.86	3.86	3.86	3.86	3.86
					τ <sub>c</sub>	0.00	0.00	20.22	20.22	20.22	20.22	20.22	20.22	20.22	20.22	20.22	20.22	20.22	20.22	20.22
12.12.01.a1	inferieure	15.05	1.696	181	k <sub>D</sub>	24.17	24.17	10.69	5.63	5.63	4.20	3.81	3.81	3.81	3.81	3.81	3.81	3.81	3.81	3.81
					τ <sub>c</sub>	0.00	0.00	18.13	18.13	18.13	18.13	18.13	18.13	18.13	18.13	18.13	18.13	18.13	18.13	18.13
12.12.02.a1	inferieure	13.93	1.699	181	k <sub>D</sub>	33.74	33.74	13.56	6.09	6.09	4.68	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20
					τ <sub>c</sub>	0.00	0.00	17.42	17.42	17.42	17.42	17.42	17.42	17.42	17.42	17.42	17.42	17.42	17.42	17.42
12.12.03.p1	inferieure	14.85	1.699	182	k <sub>D</sub>	30.67	30.67	12.86	5.67	5.67	4.32	3.78	3.78	3.78	3.78	3.78	3.78	3.78	3.78	3.78
					τ <sub>c</sub>	0.00	0.00	19.37	19.37	19.37	19.37	19.37	19.37	19.37	19.37	19.37	19.37	19.37	19.37	19.37
12.12.04.p1	inferieure	18.62	1.704	180.5	k <sub>D</sub>	77.42	28.99	28.99	7.89	7.89	6.93	5.29	5.10	5.10	5.10	5.10	5.10	5.10	5.10	5.10

					$\tau_c$	0.00	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50
12.12.05.p1	inferieure	19.35	1.705	182	$k_D$	74.91	37.89	37.89	12.40	12.40	5.86	5.86	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29	5.29
					$\tau_c$	0.00	21.24	21.24	21.24	21.24	21.24	21.24	21.24	21.24	21.24	21.24	21.24	21.24	21.24	21.24
12.12.06.a1	inferieure	17.79	1.699	180	$k_D$	58.58	22.65	19.51	8.31	8.31	6.33	5.12	4.69	4.69	4.69	4.69	4.69	4.69	4.69	4.69
					$\tau_c$	0.00	23.56	23.56	23.56	23.56	23.56	23.56	23.56	23.56	23.56	23.56	23.56	23.56	23.56	23.56
12.12.07.p1	inferieure	17.91	1.697	182	$k_D$	66.29	22.45	22.45	7.35	7.35	7.35	7.35	7.35	7.35	7.35	7.35	7.35	7.35	7.35	7.35
					$\tau_c$	0.00	22.07	22.07	22.07	22.07	22.07	22.07	22.07	22.07	22.07	22.07	22.07	22.07	22.07	22.07
12.12.10.a1	inferieure	17.47	1.704	180	$k_D$	113.46	32.53	27.91	9.57	9.57	6.94	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
					$\tau_c$	0.00	16.22	16.22	16.22	16.22	16.22	16.22	16.22	16.22	16.22	16.22	16.22	16.22	16.22	16.22
12.12.10.p1	inferieure	16.83	1.699	181	$k_D$	70.75	23.61	20.28	7.40	7.40	5.49	4.42	4.42	4.42	4.42	4.42	4.42	4.42	4.42	4.42
					$\tau_c$	0.00	21.33	21.33	21.33	21.33	21.33	21.33	21.33	21.33	21.33	21.33	21.33	21.33	21.33	21.33
12.12.13.a1	inferieure	16.94	1.698	181.5	$k_D$	22.68	22.68	22.68	7.27	7.27	7.27	7.27	7.27	7.27	7.27	7.27	7.27	7.27	7.27	7.27
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	13.78	13.78	13.78	13.78	13.78	13.78	13.78	13.78	13.78	13.78	13.78	13.78
12.12.14.a1	inferieure	16.51	1.705	182	$k_D$	13.63	13.63	13.63	4.05	4.05	4.05	4.05	4.05	4.05	4.05	4.05	4.05	4.05	4.05	4.05
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	20.84	20.84	20.84	20.84	20.84	20.84	20.84	20.84	20.84	20.84	20.84	20.84
13.07.22.p1	inferieure	16.95	1.704	181	$k_D$	20.16	20.16	20.16	6.92	6.92	6.82	6.82	6.04	6.04	6.04	6.04	6.04	6.04	6.04	6.04
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	14.81	14.81	14.81	14.81	14.81	14.81	14.81	14.81	14.81	14.81	14.81	14.81
13.07.22.p2	inferieure	17.10	1.700	180.5	$k_D$	13.47	13.47	13.47	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	21.23	21.23	21.23	21.23	21.23	21.23	21.23	21.23	21.23	21.23	21.23	21.23
13.07.22.p3	inferieure	16.66	1.711	179.5	$k_D$	13.27	13.27	11.04	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18
					$\tau_c$	0.00	0.00	20.58	20.58	20.58	20.58	20.58	20.58	20.58	20.58	20.58	20.58	20.58	20.58	20.58
12.12.27.p1	inferieure	17.62	1.740	181	$k_D$	14.78	4.38	4.38	2.15	2.15	1.13	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11
					$\tau_c$	0.00	25.32	25.32	25.32	25.32	25.32	25.32	25.32	25.32	25.32	25.32	25.32	25.32	25.32	25.32
12.12.28.a1	inferieure	17.78	1.733	181	$k_D$	42.15	10.96	10.96	4.51	4.51	2.74	2.47	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63
					$\tau_c$	0.00	25.34	25.34	25.34	25.34	25.34	25.34	25.34	25.34	25.34	25.34	25.34	25.34	25.34	25.34
12.12.28.p1	superieure	18.06	1.715	182	$k_D$	14.88	14.88	14.88	6.41	6.41	5.17	5.17	5.17	5.17	5.17	5.17	5.17	5.17	5.17	5.17
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	24.22	24.22	24.22	24.22	24.22	24.22	24.22	24.22	24.22	24.22	24.22	24.22
12.12.29.a1	superieure	18.22	1.717	182	$k_D$	20.96	20.96	20.96	14.36	14.36	14.36	14.36	8.23	8.14	8.14	8.14	8.14	8.14	8.14	8.14
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	24.18	24.18	24.18	24.18	24.28	24.28	24.28	24.28	24.28	24.28	24.28	24.28
12.12.30.a1	inferieure	18.46	1.726	181	$k_D$	35.14	35.14	27.46	5.75	5.75	5.34	4.14	4.13	4.13	4.13	4.13	4.13	4.13	4.13	4.13
					$\tau_c$	0.00	0.00	23.57	23.57	23.57	23.57	23.57	23.57	23.57	23.57	23.57	23.57	23.57	23.57	23.57

13.01.04.a1	superieure	18.18	1.718	182	$k_D$	23.39	23.39	23.39	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04
					$\tau_c$	0.00	0.00	4.42	24.20	24.20	24.20	24.20	24.20	24.20	24.20	24.20	24.20	24.20	24.20	24.20
13.01.04.p1	inferieure	18.20	1.720	182	$k_D$	2.39	1.17	1.17	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84
					$\tau_c$	0.00	26.02	26.02	26.02	26.02	26.02	26.02	26.02	26.02	26.02	26.02	26.02	26.02	26.02	26.02
13.01.04.p2	superieure	18.24	1.719	182	$k_D$	3.43	1.62	1.62	1.07	1.07	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82
					$\tau_c$	0.00	25.06	25.06	25.06	25.06	25.06	25.06	25.06	25.06	25.06	25.06	25.06	25.06	25.06	25.06
13.03.28.p2	inferieure	16.66	1.712	183	$k_D$	18.63	18.63	18.63	12.68	12.68	8.80	8.80	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60
					$\tau_c$	0.00	1.21	10.42	10.90	10.90	11.23	11.23	11.23	11.23	11.23	11.23	11.23	11.23	11.23	11.23
13.03.29.p2	inferieure	16.64	1.716	183	$k_D$	16.61	16.61	16.61	3.38	3.38	3.38	3.38	3.38	3.38	3.38	3.38	3.38	3.38	3.38	3.38
					$\tau_c$	0.00	0.00	12.56	14.51	14.51	14.51	14.51	14.51	14.51	14.51	14.51	14.51	14.51	14.51	14.51
13.04.04.p2	inferieure	16.95	1.706	182.5	$k_D$	11.20	11.20	11.20	5.64	5.64	3.42	3.42	2.97	2.97	2.97	2.62	2.62	2.62	2.62	2.62
					$\tau_c$	0.00	0.00	19.22	19.84	19.84	19.84	19.84	19.84	19.84	19.84	19.85	19.85	19.85	19.85	19.85
13.04.04.p4	inferieure	16.82	1.709	183	$k_D$	14.50	13.78	13.78	10.96	10.96	9.60	9.21	8.53	8.53	8.53	8.53	8.53	8.53	8.53	8.53
					$\tau_c$	0.00	4.31	10.57	11.82	12.10	12.72	12.72	12.72	12.72	12.72	12.72	12.72	12.72	12.72	12.72
13.07.11.p1	inferieure	17.05	1.702	181	$k_D$	6.78	6.78	6.78	2.69	2.69	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	21.09	21.09	21.09	21.09	21.09	21.09	21.09	21.09	21.09	21.09	21.09	21.09
13.07.11.p2	inferieure	17.26	1.698	181	$k_D$	26.22	8.72	7.05	3.51	3.51	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02
					$\tau_c$	0.00	14.96	14.96	14.96	14.96	14.96	14.96	14.96	14.96	14.96	14.96	14.96	14.96	14.96	14.96
13.07.12.p1	inferieure	17.09	1.702	181.5	$k_D$	15.77	7.28	7.28	5.02	5.02	5.02	5.02	4.28	4.28	4.28	4.28	4.28	4.28	4.28	4.28
					$\tau_c$	0.00	15.74	15.74	15.74	15.74	15.74	15.74	15.74	15.74	15.74	15.74	15.74	15.74	15.74	15.74
13.07.12.p2	inferieure	17.10	1.703	181	$k_D$	7.64	7.64	7.64	5.20	5.20	4.15	4.15	3.98	3.98	3.98	3.98	3.98	3.98	3.98	3.98
					$\tau_c$	0.00	6.16	16.73	16.92	17.34	17.55	17.55	17.55	17.55	17.55	17.55	17.55	17.55	17.55	17.55
13.07.16.p2	inferieure	17.22	1.698	181	$k_D$	11.20	9.46	9.46	6.21	6.21	4.87	4.87	4.87	4.87	4.87	4.87	4.87	4.87	4.87	4.87
					$\tau_c$	0.00	9.22	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65
13.07.17.p2	inferieure	17.25	1.698	182	$k_D$	21.28	21.28	21.28	13.21	13.21	7.55	7.55	6.82	6.82	6.82	6.82	6.82	6.82	6.82	6.82
					$\tau_c$	0.00	8.89	9.60	9.94	9.94	10.08	10.08	10.08	10.08	10.08	10.08	10.08	10.08	10.08	10.08
13.07.17.p3	inferieure	17.28	1.698	181	$k_D$	16.52	16.52	9.94	4.17	4.17	4.17	4.17	4.17	4.17	4.17	4.17	4.17	4.17	4.17	4.17
					$\tau_c$	0.00	0.00	11.18	11.18	11.18	11.18	11.18	11.18	11.18	11.18	11.18	11.18	11.18	11.18	11.18
13.07.17.p4	inferieure	17.28	1.698	181	$k_D$	14.99	14.99	14.99	7.87	7.87	7.87	7.16	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46
					$\tau_c$	0.00	3.28	9.02	9.73	9.73	9.73	9.97	9.97	9.97	9.97	9.97	9.97	9.97	9.97	9.97
13.07.19.p1	inferieure	17.33	1.700	180	$k_D$	17.59	17.59	17.59	9.87	9.87	9.87	9.87	7.95	7.95	7.70	7.70	7.70	7.70	7.70	7.70



					$\tau_c$	0.00	4.57	10.09	10.32	10.32	10.32	10.80	10.92	10.92	10.92	10.92	10.92	10.92	10.92	10.92
13.04.16.p2	inferieure	19.50	1.687	182	$k_D$	133.38	127.03	127.03	30.21	30.21	30.21	30.21	10.40	10.40	10.40	10.40	10.40	10.40	10.40	10.40
					$\tau_c$	0.00	9.34	9.76	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87
13.04.18.p2	inferieure	20.03	1.692	183	$k_D$	31.11	26.06	26.06	12.53	12.53	10.84	10.84	10.84	10.84	10.84	10.84	10.84	10.84	10.84	10.84
					$\tau_c$	0.00	14.04	14.04	15.02	15.02	15.02	15.02	15.02	15.02	15.02	15.02	15.02	15.02	15.02	15.02
13.04.19.p2	inferieure	19.67	1.696	182	$k_D$	30.22	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	1.62	1.36	1.31	1.31	1.31	1.31	1.31	1.31
					$\tau_c$	0.00	16.77	16.77	16.77	16.77	16.77	16.77	16.77	16.77	16.77	16.77	16.77	16.77	16.77	16.77
13.04.22.p2	inferieure	19.51	1.702	183	$k_D$	2.13	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03	1.87	1.87	1.87	1.87	1.87	1.87	1.87	1.87
					$\tau_c$	0.00	0.63	5.93	10.94	12.15	14.74	15.63	15.85	16.23	17.88	17.88	18.25	18.31	18.31	18.47
13.04.22.p3	inferieure	19.51	1.702	181	$k_D$	13.34	13.34	13.34	8.71	8.71	6.44	6.30	5.59	5.59	5.59	5.59	5.59	5.59	5.59	5.59
					$\tau_c$	0.00	0.45	14.55	14.81	14.81	15.15	15.15	15.15	15.15	15.15	15.15	15.15	15.15	15.15	15.15
13.04.23.p2	inferieure	14.07	1.707	182	$k_D$	16.13	12.76	12.30	12.30	12.30	12.30	12.30	12.30	12.30	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
					$\tau_c$	0.00	8.04	9.54	10.40	10.90	11.24	11.43	11.55	11.62	11.63	11.63	11.63	11.63	11.63	11.63
13.04.23.p3	inferieure	14.07	1.707	182	$k_D$	3.19	3.19	3.19	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	2.69	2.69	2.69	2.69	2.69	2.69
					$\tau_c$	0.12	6.75	8.34	8.83	9.30	9.63	9.65	9.96	10.08	10.08	10.08	10.08	10.08	10.08	10.08
13.04.24.p2	inferieure	13.97	1.711	182	$k_D$	14.74	14.74	14.74	10.44	10.44	8.52	8.52	6.81	6.81	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69
					$\tau_c$	0.00	5.85	14.11	14.66	14.66	15.22	15.22	15.32	15.32	15.35	15.35	15.35	15.35	15.35	15.35
13.04.24.p3	inferieure	13.97	1.711	182	$k_D$	7.05	7.05	7.05	6.89	6.89	6.89	6.89	5.90	5.86	5.86	5.86	5.86	5.86	5.86	5.86
					$\tau_c$	3.18	10.32	11.83	12.62	13.16	13.55	13.75	13.75	13.85	13.97	14.01	14.03	14.03	14.03	14.03
13.04.25.p2	inferieure	14.04	1.707	182	$k_D$	9.70	9.70	9.70	3.27	3.27	3.27	3.27	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01
					$\tau_c$	0.00	0.00	9.94	16.24	16.24	16.24	16.24	16.24	16.24	16.24	16.24	16.24	16.24	16.24	16.24
13.04.26.p2	inferieure	14.03	1.707	182	$k_D$	24.69	24.69	13.59	6.35	6.35	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66
					$\tau_c$	0.00	0.00	13.45	13.45	13.45	13.45	13.45	13.45	13.45	13.45	13.45	13.45	13.45	13.45	13.45
13.05.24.p1	inferieur	16.86	1.706	183	$k_D$	5.17	4.46	4.46	3.32	3.32	2.73	2.73	2.49	2.49	2.49	2.49	2.49	2.49	2.49	2.49
					$\tau_c$	0.00	12.06	21.78	22.22	22.22	22.22	22.22	22.22	22.22	22.22	22.22	22.22	22.22	22.22	22.22
13.05.25.p1	inferieur	16.76	1.707	182	$k_D$	5.65	3.82	3.82	3.82	2.71	2.35	2.35	2.35	2.35	2.35	2.35	2.35	2.35	2.35	2.35
					$\tau_c$	0.00	14.05	14.05	14.05	14.05	14.05	14.05	14.05	14.05	14.05	14.05	14.05	14.05	14.05	14.05
13.05.25.p2	inferieur	16.76	1.707	183	$k_D$	10.73	7.84	4.83	2.07	2.07	2.07	2.07	2.07	2.07	2.07	2.07	2.07	2.07	2.07	2.07
					$\tau_c$	0.00	13.58	13.58	13.58	13.58	13.58	13.58	13.58	13.58	13.58	13.58	13.58	13.58	13.58	13.58
13.05.27.p2	inferieur	16.91	1.703	183	$k_D$	8.48	6.01	6.01	4.03	3.68	3.62	3.62	3.62	3.62	3.62	3.62	3.62	3.62	3.62	3.62
					$\tau_c$	0.00	16.08	16.27	16.27	16.27	16.27	16.27	16.27	16.27	16.27	16.27	16.27	16.27	16.27	16.27

13.05.27.p3	inferieur	16.94	1.702	184	k <sub>D</sub>	9.01	5.56	4.74	2.71	2.71	2.32	2.09	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02
					τ <sub>c</sub>	0.00	17.97	17.97	17.97	17.97	17.97	17.97	17.97	17.97	17.97	17.97	17.97	17.97	17.97	17.97
13.05.27.p4	inferieur	16.94	1.702	184	k <sub>D</sub>	8.51	5.58	5.58	3.37	3.37	2.47	2.43	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
					τ <sub>c</sub>	0.00	15.87	16.06	16.06	16.06	16.06	16.06	16.06	16.06	16.06	16.06	16.06	16.06	16.06	16.06
13.06.06.p2	inferieur	16.70	1.708	114	k <sub>D</sub>	3.71	3.71	3.71	2.69	2.69	2.36	2.17	1.93	1.93	1.93	1.93	1.93	1.93	1.93	1.93
					τ <sub>c</sub>	0.00	6.51	14.73	14.96	15.26	15.90	15.90	15.90	15.90	15.90	15.90	15.90	15.90	15.90	15.90
13.06.07.a2	inferieur	17.09	1.747	113	k <sub>D</sub>	8.17	8.17	8.17	3.23	3.23	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18
					τ <sub>c</sub>	0.00	0.00	20.43	20.65	20.65	20.65	20.65	20.65	20.65	20.65	20.65	20.65	20.65	20.65	20.65
13.06.07.p1	inferieur	17.09	1.747	113	k <sub>D</sub>	4.37	4.14	4.14	2.85	2.85	2.85	2.59	2.43	2.43	2.43	2.43	2.43	2.43	2.43	2.43
		17.09	1.747	113	τ <sub>c</sub>	0.00	4.95	15.42	15.42	15.42	15.42	15.42	15.42	15.42	15.42	15.36	15.36	15.36	15.36	15.36
13.06.07.p2	inferieur	17.09	1.747	113	k <sub>D</sub>	9.10	9.10	9.10	4.27	4.27	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57
					τ <sub>c</sub>	0.00	4.28	13.41	13.65	13.65	13.65	13.65	13.65	14.40	14.40	14.40	14.40	14.40	14.40	14.40
13.06.07.p3	inferieur	17.09	1.747	113	k <sub>D</sub>	6.20	6.09	6.09	6.09	6.08	4.23	4.16	4.11	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08
					τ <sub>c</sub>	0.00	10.22	11.71	12.49	12.81	12.81	12.87	13.05	13.12	13.26	13.26	13.26	13.26	13.26	13.26
13.06.07.p4	inferieur	17.09	1.747	113	k <sub>D</sub>	12.67	10.07	10.07	6.46	6.46	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06
					τ <sub>c</sub>	0.00	11.38	11.38	12.32	12.32	12.38	12.38	12.38	12.38	12.38	12.38	12.38	12.38	12.38	12.38
13.06.07.p5	inferieur	17.09	1.747	114	k <sub>D</sub>	7.88	7.12	7.12	4.71	4.71	4.12	3.92	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72
					τ <sub>c</sub>	0.00	10.06	10.94	11.34	11.34	11.55	11.55	11.55	11.55	11.55	11.55	11.35	11.35	11.35	11.35
13.06.11.p2	inferieur	17.84	1.706	114	k <sub>D</sub>	14.29	6.09	6.09	4.83	4.83	4.83	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
					τ <sub>c</sub>	0.00	14.39	14.39	14.39	14.39	14.39	14.39	14.39	14.39	14.39	14.39	14.39	14.39	14.39	14.39
13.06.12.p2	inferieur	20.52	1.691	114	k <sub>D</sub>	18.18	9.88	9.88	3.63	3.63	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49
					τ <sub>c</sub>	0.00	14.11	14.11	14.15	14.15	14.15	14.15	14.15	14.15	14.15	14.15	14.15	14.15	14.15	14.15
13.07.04.p1	inferieur	17.26	1.698	115	k <sub>D</sub>	15.84	9.57	9.57	5.99	5.99	4.59	4.59	4.59	4.59	3.82	3.82	3.82	3.82	3.82	3.82
					τ <sub>c</sub>	0.00	13.01	13.01	13.56	13.56	13.56	13.56	13.56	13.56	13.56	13.56	13.56	13.56	13.56	13.56
13.07.04.p2	inferieur	17.26	1.698	115	k <sub>D</sub>	20.69	11.53	11.53	3.82	3.82	3.82	3.82	3.82	3.82	3.82	3.82	3.82	3.82	3.82	3.82
					τ <sub>c</sub>	0.00	12.16	12.16	12.23	12.23	12.23	12.23	12.23	12.23	12.23	12.23	12.23	12.23	12.23	12.23
13.07.04.p3	inferieur	17.26	1.698	114	k <sub>D</sub>	6.59	6.59	6.59	5.07	5.07	5.07	5.07	4.61	4.61	4.61	4.61	4.61	4.61	4.61	4.61
					τ <sub>c</sub>	4.58	9.66	10.40	10.69	10.77	11.23	11.23	11.43	11.43	11.43	11.43	11.43	11.43	11.43	11.43
13.07.05.a1	inferieur	17.36	1.696	115	k <sub>D</sub>	4.79	3.30	3.30	2.65	2.65	2.14	2.14	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02
					τ <sub>c</sub>	0.00	12.71	12.71	16.13	16.13	16.41	16.41	16.41	16.41	16.41	16.41	16.41	16.41	16.41	16.41
13.07.05.a2	inferieur	17.36	1.696	115	k <sub>D</sub>	10.62	8.57	8.57	6.27	6.27	4.38	4.38	4.03	4.03	4.03	4.03	4.03	4.03	4.03	4.03

					$\tau_c$	0.00	15.61	15.61	17.67	17.67	17.85	17.85	17.85	17.85	17.85	17.85	17.85	17.85	17.85	17.85
13.07.05.p1	inferieur	17.40	1.697	115	$k_D$	16.66	5.07	5.07	2.86	2.86	2.86	2.86	2.86	2.86	2.86	2.86	2.86	2.86	2.86	2.86
					$\tau_c$	0.00	15.63	15.63	15.63	15.63	15.63	15.63	15.63	15.63	15.63	15.63	15.63	15.63	15.63	15.63
13.07.05.p2	inferieur	17.40	1.697	114.5	$k_D$	16.47	6.10	6.10	3.21	3.21	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82
					$\tau_c$	0.00	14.61	14.61	14.61	14.61	14.61	14.61	14.61	14.61	14.61	14.61	14.61	14.61	14.61	14.61
13.07.05.p3	inferieur	17.40	1.697	114	$k_D$	20.41	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24
					$\tau_c$	0.00	13.67	13.67	13.67	13.67	13.67	13.67	13.67	13.67	13.67	13.67	13.67	13.67	13.67	13.67
13.07.05.p4	inferieur	17.40	1.697	114.5	$k_D$	13.98	13.08	13.08	6.53	6.53	5.66	5.66	5.66	5.50	5.50	5.50	5.50	5.50	5.50	5.50
					$\tau_c$	0.00	12.22	13.24	13.60	13.60	13.60	13.60	13.60	13.60	13.60	13.60	13.60	13.60	13.60	13.60
13.07.06.p1	inferieur	17.33	1.697	115	$k_D$	39.86	15.28	15.28	12.45	12.45	5.16	5.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16
					$\tau_c$	0.00	10.77	10.77	10.77	10.77	10.77	10.77	10.77	10.77	10.77	10.77	10.77	10.77	10.77	10.77
13.10.22.p1	inferieur	17.47	1.679	250.5	$k_D$	5.14	2.48	2.48	1.74	1.74	1.74	1.74	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60
					$\tau_c$	0.00	16.62	16.62	16.62	16.62	16.62	16.62	16.62	16.62	16.62	16.62	16.62	16.62	16.62	16.62
13.10.23.a1	inferieur	17.53	1.680	250	$k_D$	10.35	7.60	7.60	3.48	3.48	3.48	3.48	3.45	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	17.21	17.21	17.21	17.21	17.21	17.21	17.21	17.21	17.21	17.21	17.21	17.21
13.10.23.p1	inferieur	17.35	1.698	249	$k_D$	8.91	8.91	8.91	3.04	3.04	3.04	3.04	3.04	3.04	3.04	3.04	3.04	3.04	3.04	3.04
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	16.10	16.10	16.10	16.10	16.10	16.10	16.10	16.10	16.10	16.10	16.10	16.10
13.10.25.p2	inferieur	17.62	1.696	249.5	$k_D$	16.35	16.35	16.35	3.31	3.31	3.31	3.31	3.31	3.31	3.31	3.31	3.31	3.31	3.31	3.31
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.76	20.43	20.43	20.43	20.43	20.43	20.43	20.43	20.43	20.43	20.43	20.43	20.43
13.10.28.p2	inferieur	17.23	1.697	250	$k_D$	26.28	26.28	26.28	5.56	5.56	5.56	5.56	5.56	5.56	5.56	5.56	5.56	5.56	5.56	5.56
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	15.53	15.53	15.53	15.53	15.53	15.53	15.53	15.53	15.53	15.53	15.53	15.53
13.10.29.p1	inferieur	17.28	1.696	250	$k_D$	24.13	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53
					$\tau_c$	0.00	16.81	16.81	16.81	16.81	16.81	16.81	16.81	16.81	16.81	16.81	16.81	16.81	16.81	16.81
13.10.30.p2	inferieur	17.27	1.698	250	$k_D$	18.08	18.08	18.08	4.35	4.35	4.35	4.35	4.35	4.35	4.35	4.35	4.35	4.35	4.35	4.35
					$\tau_c$	0.00	0.00	17.12	17.12	17.12	17.12	17.12	17.12	17.12	17.12	17.12	17.12	17.12	17.12	17.12
13.10.30.p3	inferieur	17.17	1.700	249.5	$k_D$	15.45	15.45	11.51	5.01	5.01	3.95	3.66	3.66	3.66	3.66	3.66	3.66	3.66	3.66	3.66
					$\tau_c$	0.00	0.00	18.41	18.41	18.41	18.41	18.41	18.41	18.41	18.41	18.41	18.41	18.41	18.41	18.41
13.10.31.p1	inferieur	17.10	1.701	250.5	$k_D$	36.45	15.24	15.24	12.81	12.81	7.14	6.12	6.12	6.12	6.12	6.12	6.12	6.12	6.12	6.12
					$\tau_c$	0.00	15.13	15.13	15.13	15.13	15.13	15.13	15.13	15.13	15.13	15.13	15.13	15.13	15.13	15.13
13.10.31.p2	inferieur	17.14	1.700	249.5	$k_D$	9.17	7.89	7.89	6.36	6.36	5.55	5.38	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04
					$\tau_c$	0.00	11.68	13.48	14.59	14.69	15.30	15.30	15.30	15.30	15.30	15.30	15.30	15.30	15.30	15.30

13.10.31.p3	inferieur	17.14	1.700	249	k <sub>D</sub>	17.34	17.34	17.34	17.34	17.34	5.84	5.84	5.84	5.84	5.84	5.84	5.84	5.84	5.84	5.84
					τ <sub>c</sub>	0.00	0.00	0.00	0.00	11.21	11.55	11.55	11.55	11.55	11.55	11.55	11.55	11.55	11.55	11.55
13.11.04.p1	inferieur	16.97	1.702	250	k <sub>D</sub>	14.57	14.57	14.57	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93
					τ <sub>c</sub>	0.00	0.00	0.00	16.15	16.15	16.15	16.15	16.15	16.15	16.15	16.15	16.15	16.15	16.15	16.15
13.11.08.p1	inferieur	17.33	1.695	250.5	k <sub>D</sub>	15.26	15.26	15.26	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20
					τ <sub>c</sub>	0.00	0.00	0.00	15.67	15.67	15.67	15.67	15.67	15.67	15.67	15.67	15.67	15.67	15.67	15.67
13.11.08.p2	inferieur	16.98	1.701	250.5	k <sub>D</sub>	9.63	9.60	9.60	4.64	4.64	4.64	4.64	4.64	4.64	4.64	4.64	4.64	4.64	4.64	4.64
					τ <sub>c</sub>	0.00	0.00	1.59	16.96	16.96	16.96	16.96	16.96	16.96	16.96	16.96	16.96	16.96	16.96	16.96
13.11.09.a1	inferieur	17.02	1.701	250	k <sub>D</sub>	14.28	14.28	14.28	8.58	8.58	8.58	8.58	8.37	8.37	8.37	8.37	8.37	8.37	8.37	8.37
					τ <sub>c</sub>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42
13.11.11.a1	inferieur	16.88	1.704	250	k <sub>D</sub>	18.24	6.64	6.64	5.76	5.76	4.36	4.36	4.36	4.36	4.36	4.36	4.36	4.36	4.36	4.36
					τ <sub>c</sub>	0.00	9.21	9.21	9.21	9.21	9.21	9.21	9.21	9.21	9.21	9.21	9.21	9.21	9.21	9.21
13.11.11.p1	inferieure	16.87	1.706	250	k <sub>D</sub>	33.44	27.68	27.68	20.08	20.08	15.51	15.51	13.14	13.14	13.14	13.14	13.14	13.14	13.14	13.14
					τ <sub>c</sub>	0.00	10.37	11.08	12.18	12.18	12.18	12.18	12.18	12.18	12.18	12.18	12.18	12.18	12.18	12.18

Tableau C.5: Résultats des essais effectués du mélange à 50% de sable fin et à 50% de kaolinite, le sol est compacté par la presse hydraulique

Echantillon	Surface	w	ρ <sub>d</sub>	h <sub>1_reel</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	t- immer	moule	h- éro(5s)	h-éro max	Remarque	Méthode Hanson		Méthode GeophyConsult		Pe (cm)	
		(%)	(g/cm <sup>3</sup> )	(cm)	(cm)	(cm)	(min)		(cm)	(cm)		k <sub>D</sub> (cm <sup>3</sup> /N/s)	τ <sub>c</sub> (Pa)	k <sub>D</sub> (cm <sup>3</sup> /N/s)	τ <sub>c</sub> (Pa)	Hanson	Geophy consult
11.04.p1	inférieure	10.82	1.941	129.52	10	5	300	Proctor	0.11	2.52		1.80	22.57	1.61	20.58	3.66	4.07
12.04.a	inférieure	11.39	1.940	131.87	10	5	300	Proctor	0.06	2.53		1.68	22.29	1.84	24.12	3.79	3.45
13.04.a	inférieure	11.32	1.932	131.16	10	5	300	Proctor	0.08	2.42		1.63	22.52	1.76	23.84	3.72	3.48
11.04.p2	supérieure	11.40	1.931	130.95	10	5	300	Proctor	0.25	2.53		1.74	22.10	1.78	22.53	3.80	3.71
12.04.p	supérieure	11.07	1.927	131.30	10	5	300	Proctor	0.03	2.04		1.18	24.18	1.28	24.87	3.42	3.31
13.04.p	supérieure	11.57	1.928	130.95	10	5	300	Proctor	0.17	2.13		1.24	23.49	1.37	25.92	3.53	3.12

Tableau C.6: Résultats des essais effectués du mélange à 50% de sable fin et à 50% de kaolinite, le sol est compacté par la presse hydraulique (Estimer  $k_D$  et  $\tau_c$  pour différentes couches)

Echantillon	Surface	w (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$h_{l\_theorie}$ (cm)	$k_D$ (cm <sup>3</sup> /N/s)															
					t(s)	$\tau_c$ (Pa)														
						5	5	10	10	20	20	30	30	60	60	120	120	120	120	120
11.04.p1	inférieure	10.82	1.941	181.5	$k_D$	3.18	2.77	2.77	2.19	2.19	1.80	1.74	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63
					$\tau_c$	0.00	10.89	19.13	21.60	22.26	22.26	22.26	22.26	22.26	22.26	22.26	22.26	22.26	22.26	22.26
12.04.a	inférieure	11.39	1.940	184.8	$k_D$	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.57	1.57	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	14.10	18.16	18.16	18.16	18.16	18.16	18.16	18.16	18.16	18.16	18.16	18.16
13.04.a	inférieure	11.32	1.932	183.8	$k_D$	3.02	3.02	3.02	2.12	2.12	1.76	1.76	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62
					$\tau_c$	0.00	0.00	19.61	23.69	23.69	23.69	23.69	23.69	23.69	23.92	23.92	23.92	23.92	23.92	23.92
11.04.p2	supérieure	11.40	1.931	183.5	$k_D$	3.66	2.98	2.98	1.60	1.60	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	18.67	18.67	18.67	18.67	18.67	18.67	18.67	18.67	18.67	18.67	18.67	18.67
12.04.p	supérieure	11.07	1.927	184	$k_D$	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.00	0.95	0.95	0.95	0.95	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94
					$\tau_c$	0.00	0.00	0.00	0.00	9.48	9.48	13.83	19.93	19.93	19.93	19.93	19.93	20.31	20.31	20.31
13.04.p	supérieure	11.57	1.928	183.5	$k_D$	4.64	1.58	1.58	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98
					$\tau_c$	0.00	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01

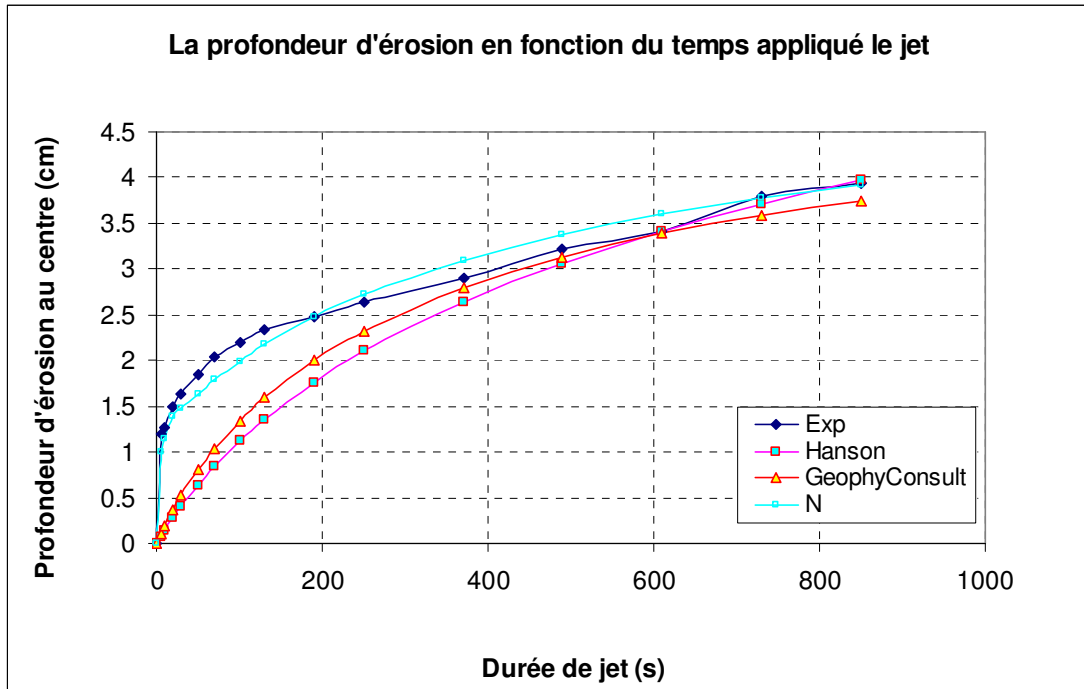


Figure C.1: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 16,33\%$ ;  $\rho_d = 1,658\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.05p1-surface inférieure).

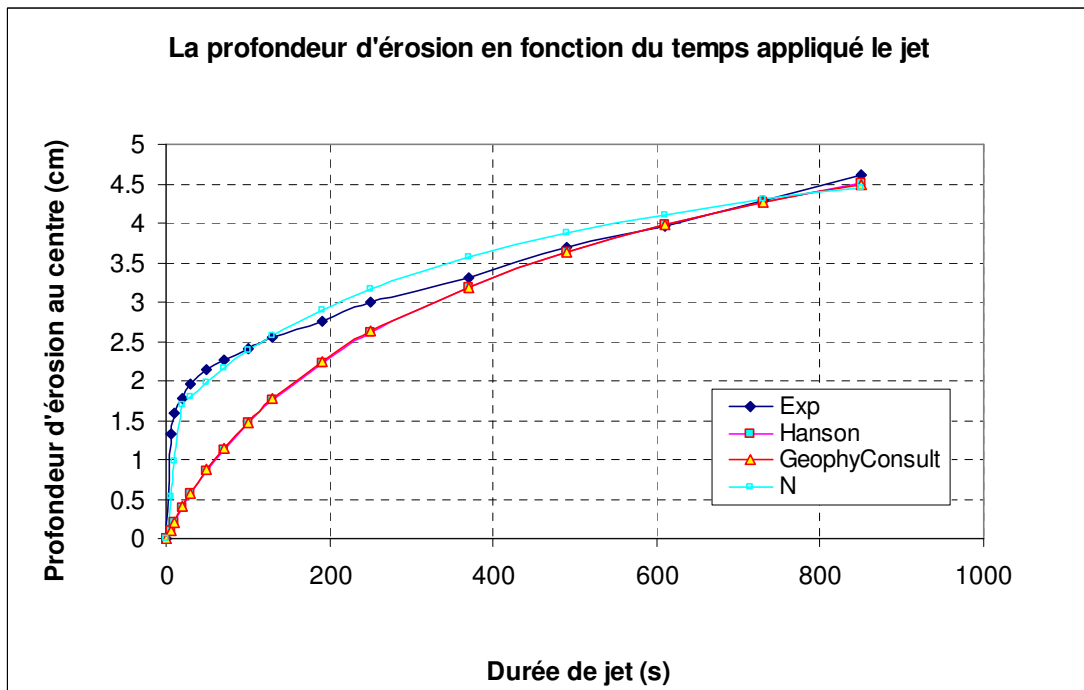


Figure C.2: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 17,11\%$ ;  $\rho_d = 1,674\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.05p2-surface inférieure).

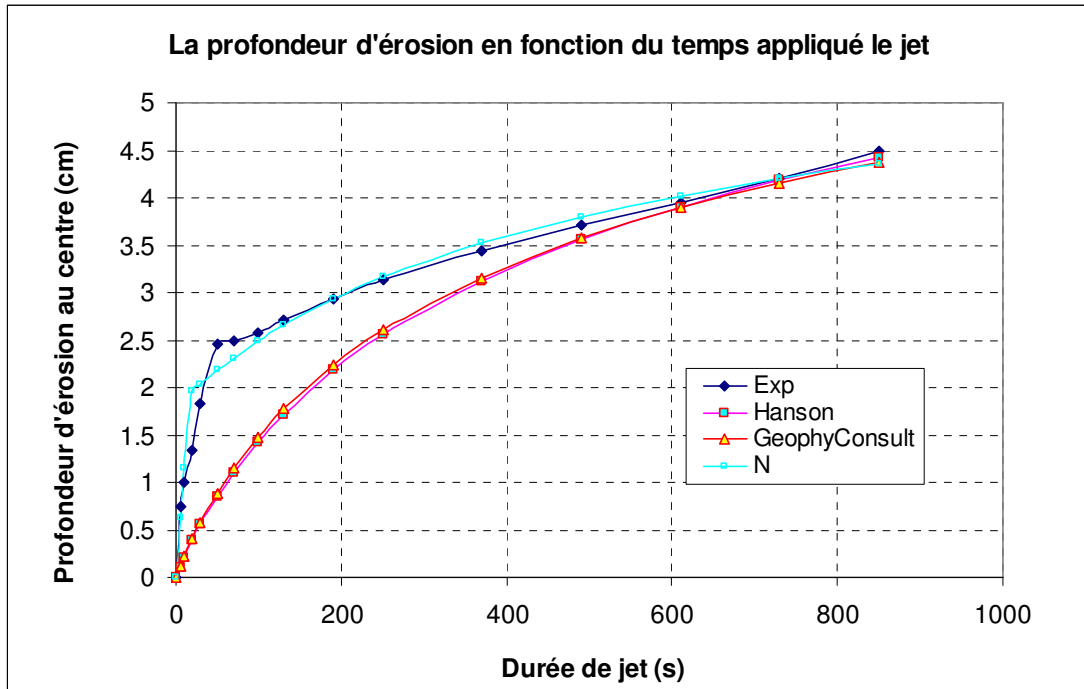


Figure C.3: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 17,69\%$ ;  $\rho_d = 1,648\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.07p1-surface supérieure).

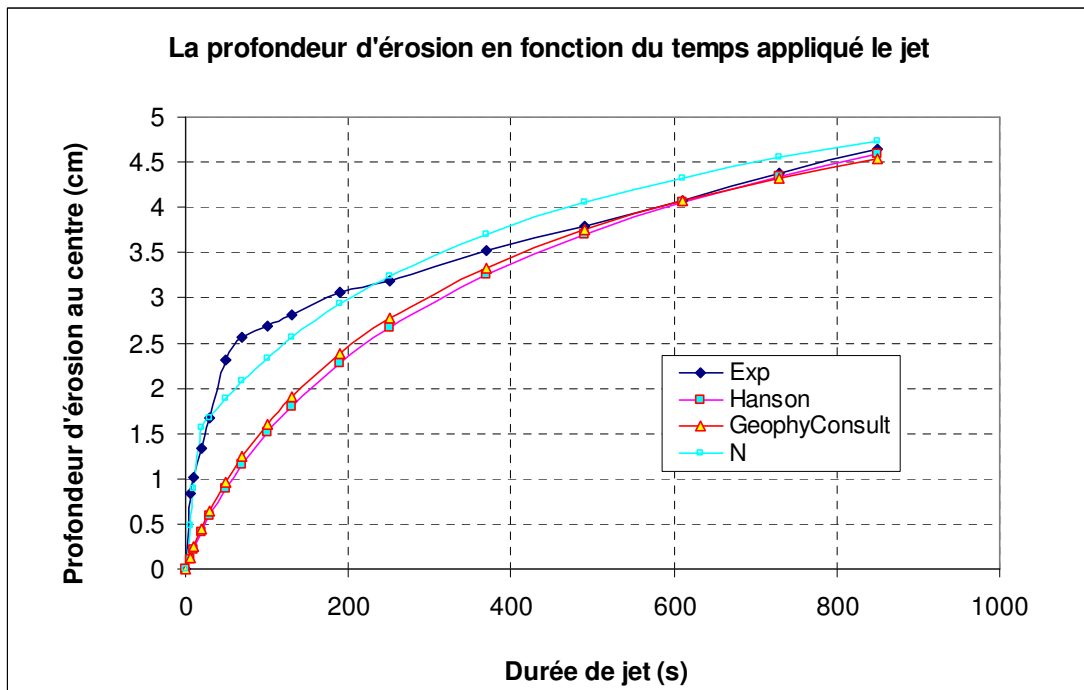


Figure C.4: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 130.59\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 17,87\%$ ;  $\rho_d = 1,655\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.07p2-surface supérieure).

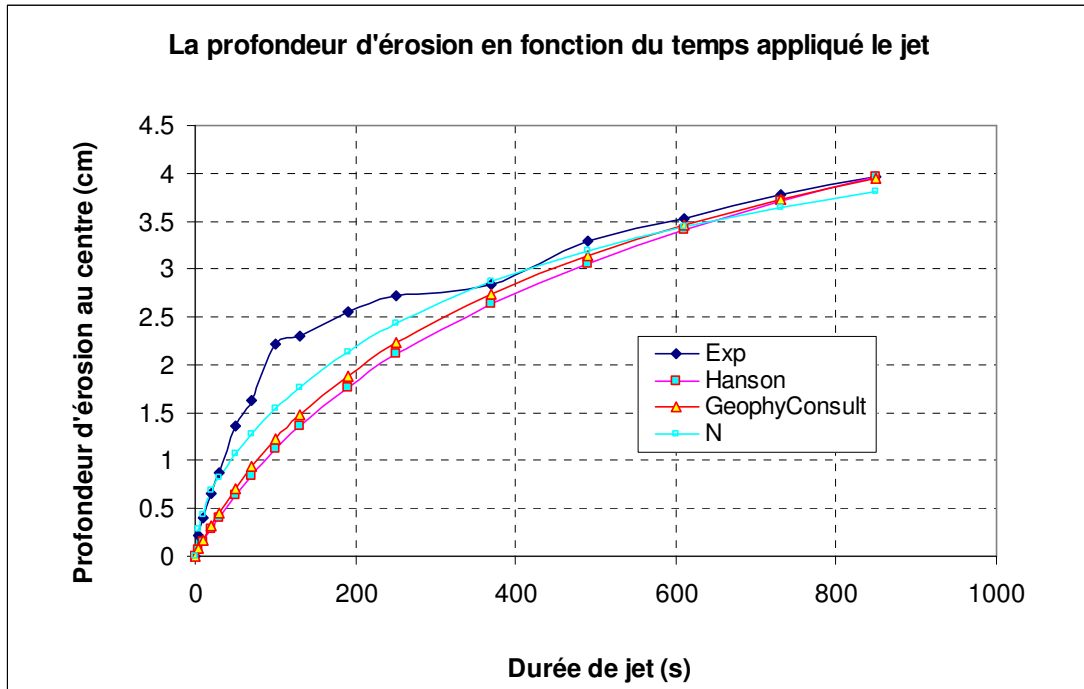


Figure C.5: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 0.5\text{min}$ ,  $w = 17,68\%$ ;  $\rho_d = 1,657\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.07p3-surface supérieure).

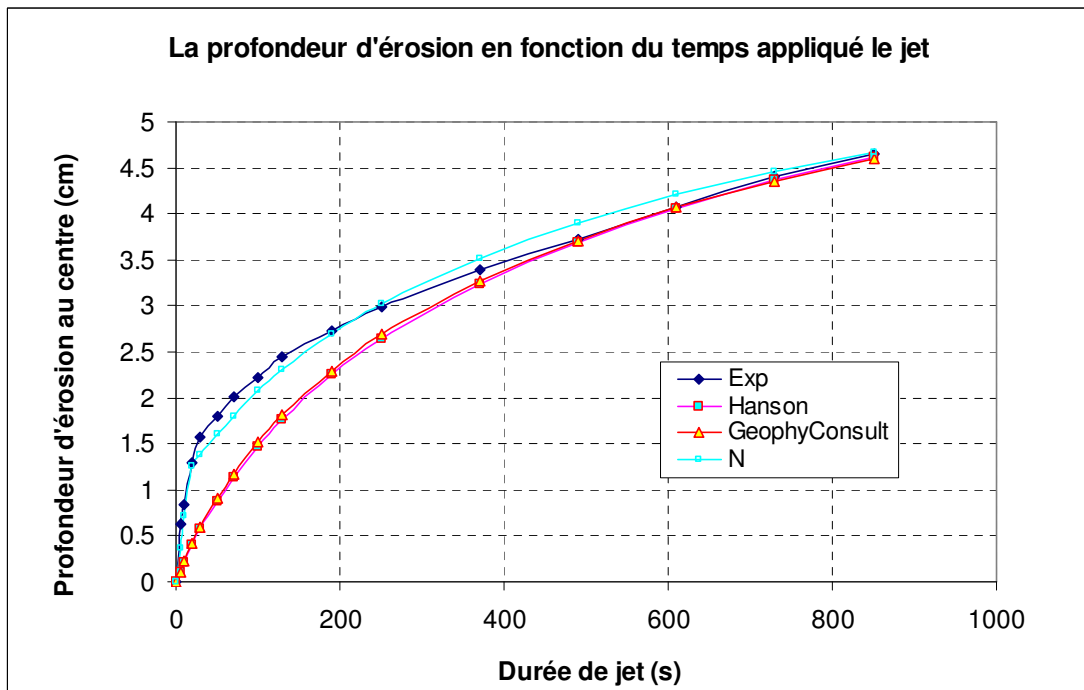


Figure C.6: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 0.5\text{min}$ ,  $w = 17,47\%$ ;  $\rho_d = 1,669\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.07p4-surface inférieure).



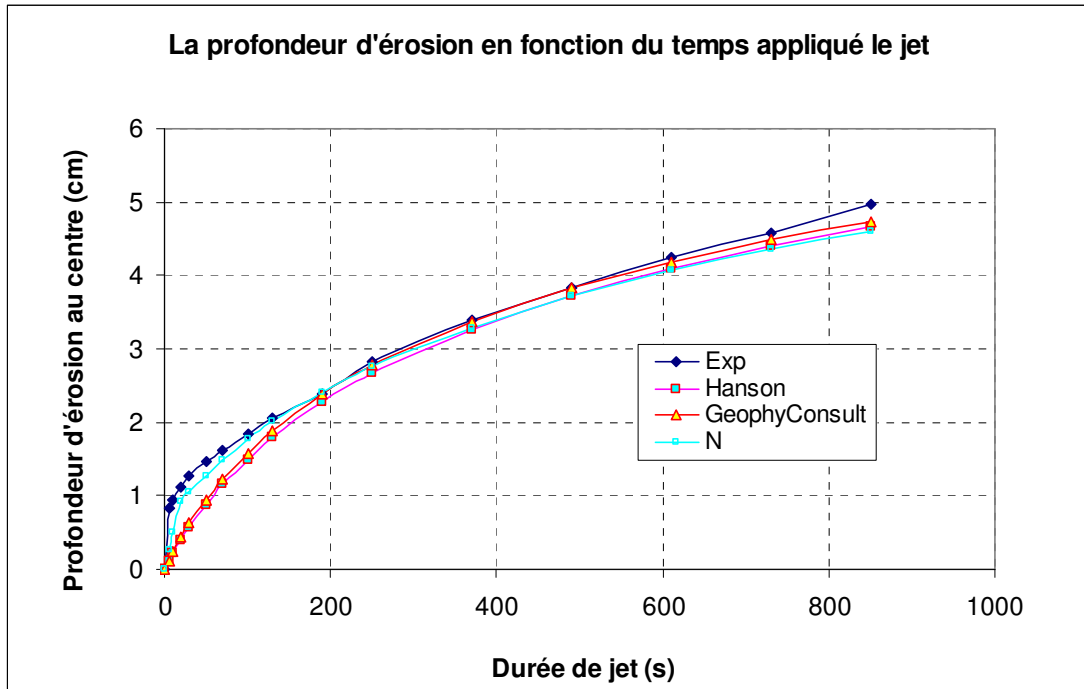


Figure C.7: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 20,18\%$ ;  $\rho_d = 1,667\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.08p1-surface inférieure).

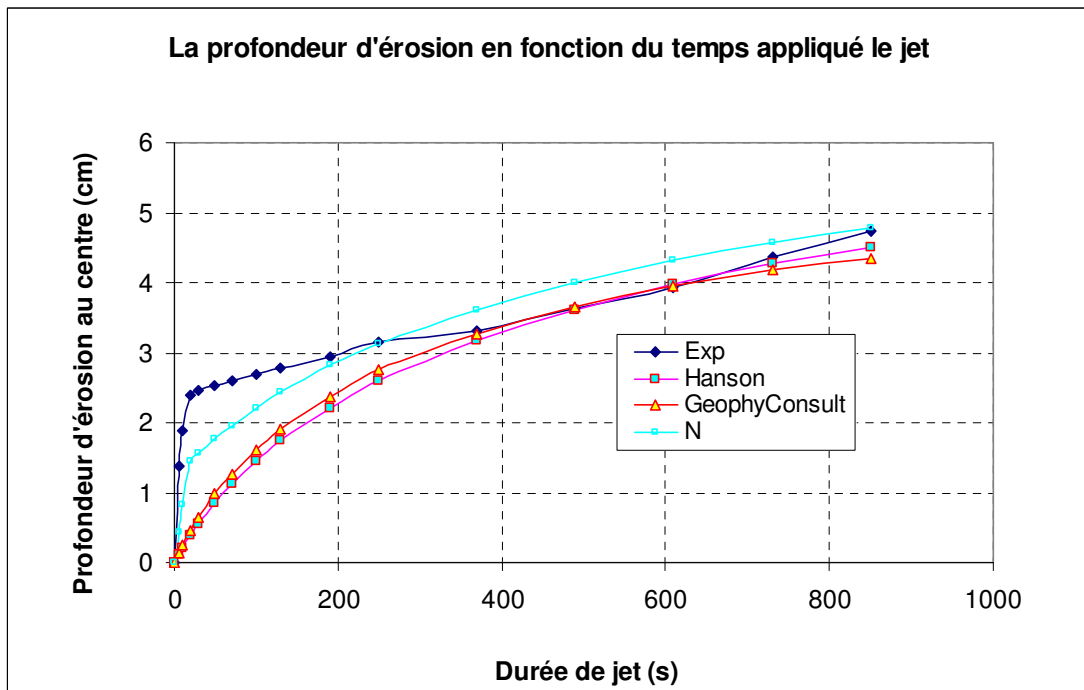


Figure C.8: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 15,41\%$ ;  $\rho_d = 1,644\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.08p2-surface supérieure)

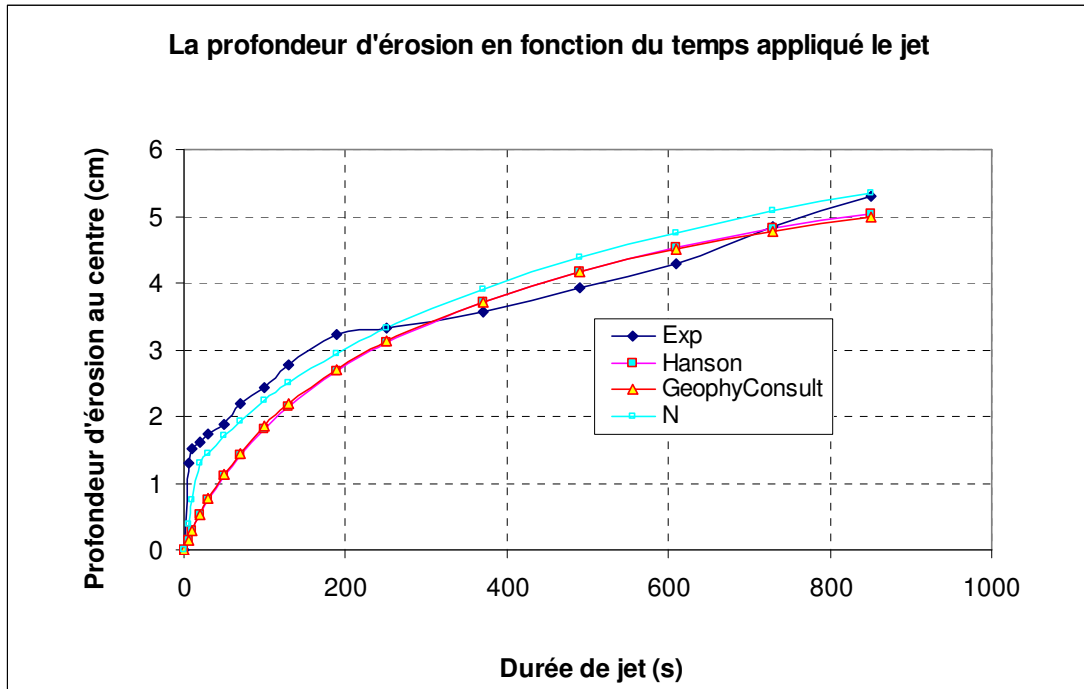


Figure C.9: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 15,70\%$ ;  $\rho_d = 1,640\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.08p3-surface inférieure)

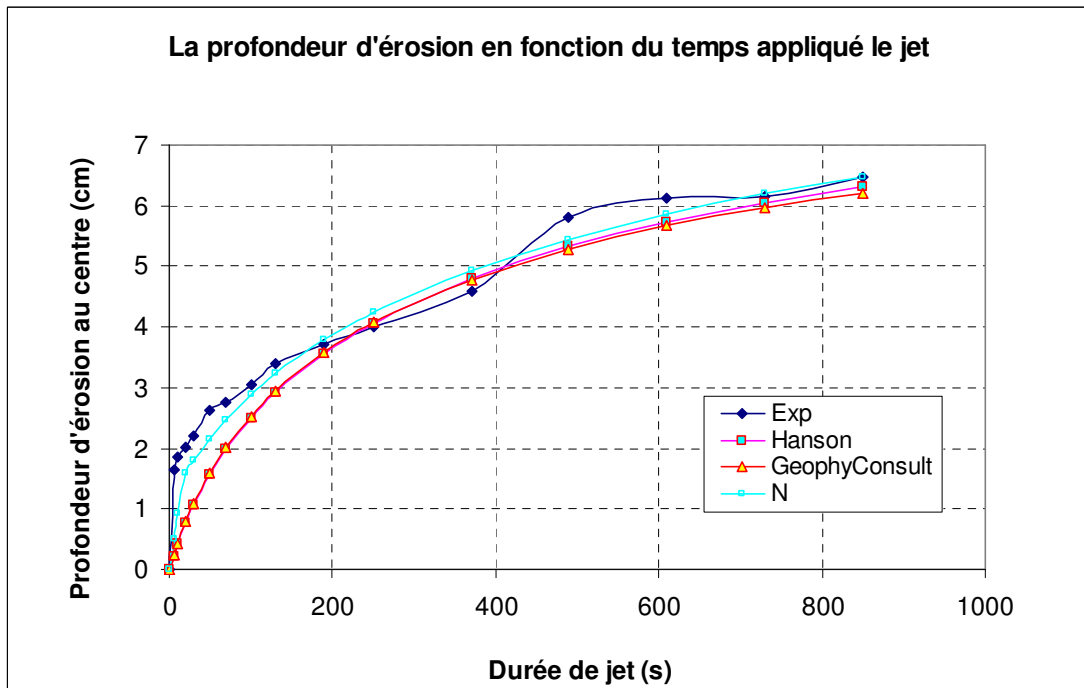


Figure C.10: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 130.59\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 14,21\%$ ;  $\rho_d = 1,606\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.09a1-surface inférieure)

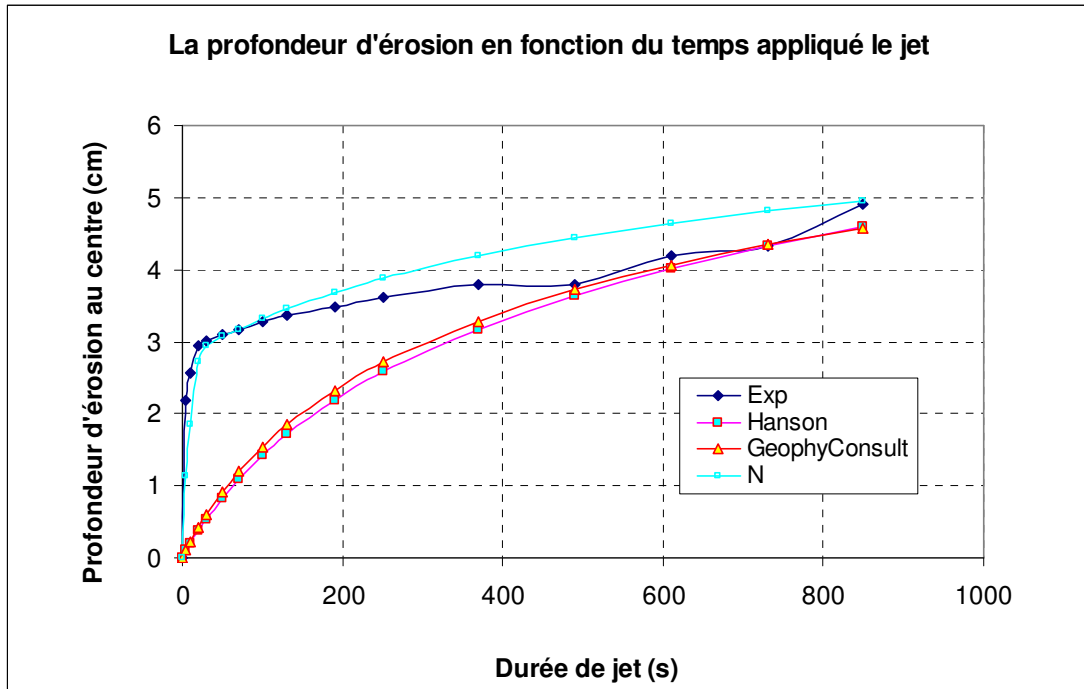


Figure C.11: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 73.33\text{min}$ ,  $w = 15,62\%$ ;  $\rho_d = 1,623\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.12a1-surface inférieure)

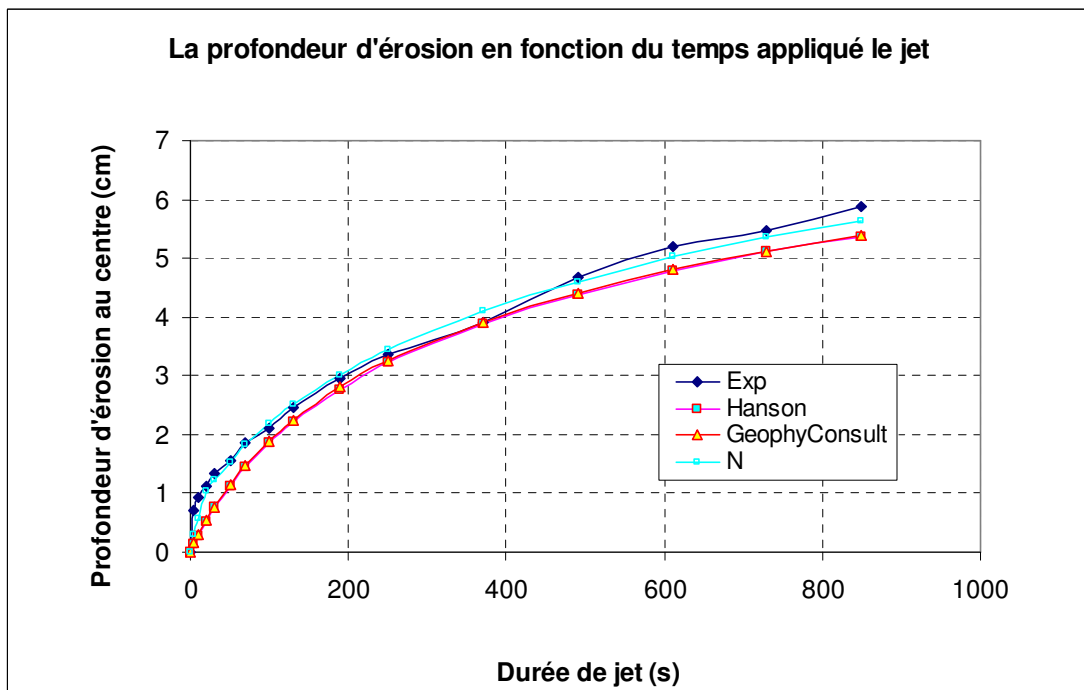


Figure C.12: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 130.95\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 16,79\%$ ;  $\rho_d = 1,652\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.13p1-surface inférieure)

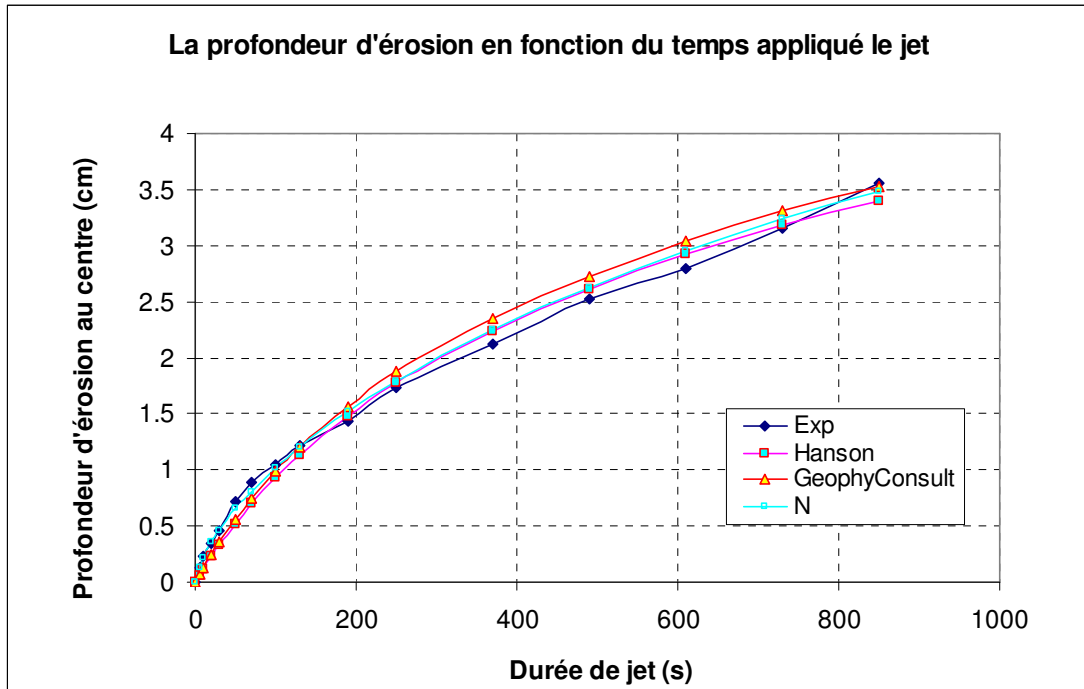


Figure C.13: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.16\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 16,79\%$ ;  $\rho_d = 1,699\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.13p2-surface inférieure)

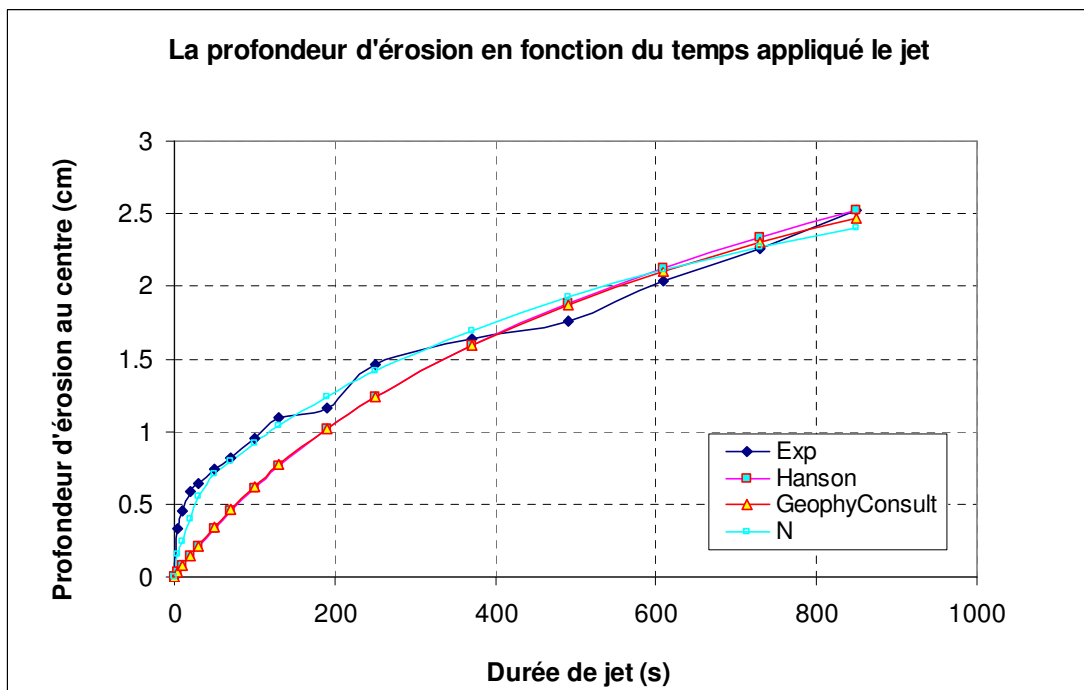


Figure C.14: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 16,83\%$ ;  $\rho_d = 1,75\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.14p1-surface inférieure)

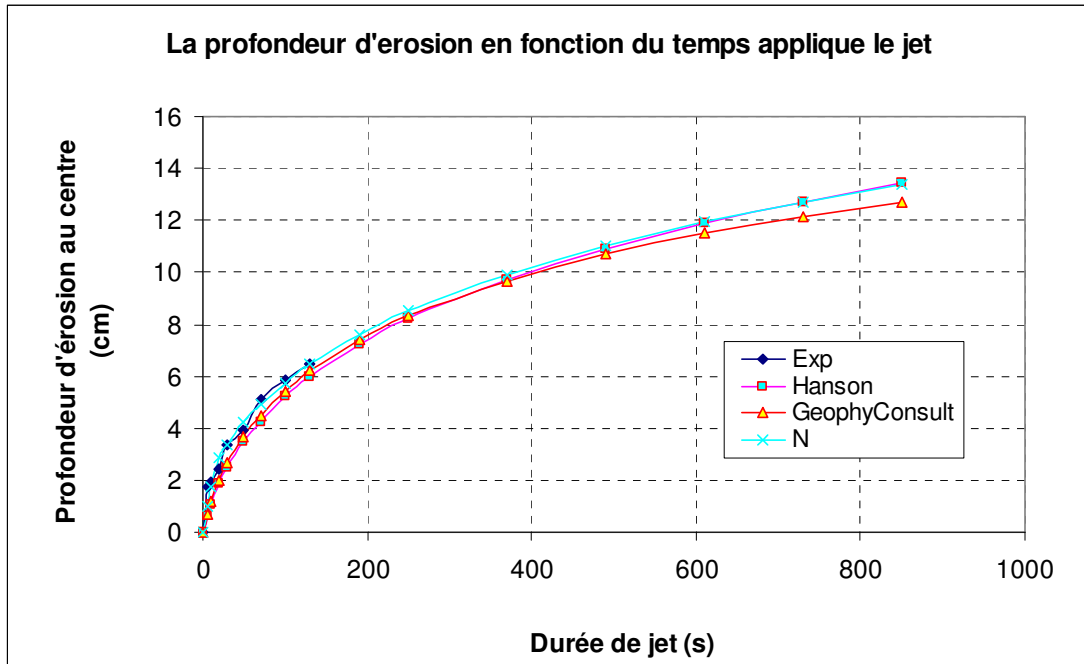


Figure C.15: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 16,98\%$ ;  $\rho_d = 1,55\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.14p2-surface inférieure)

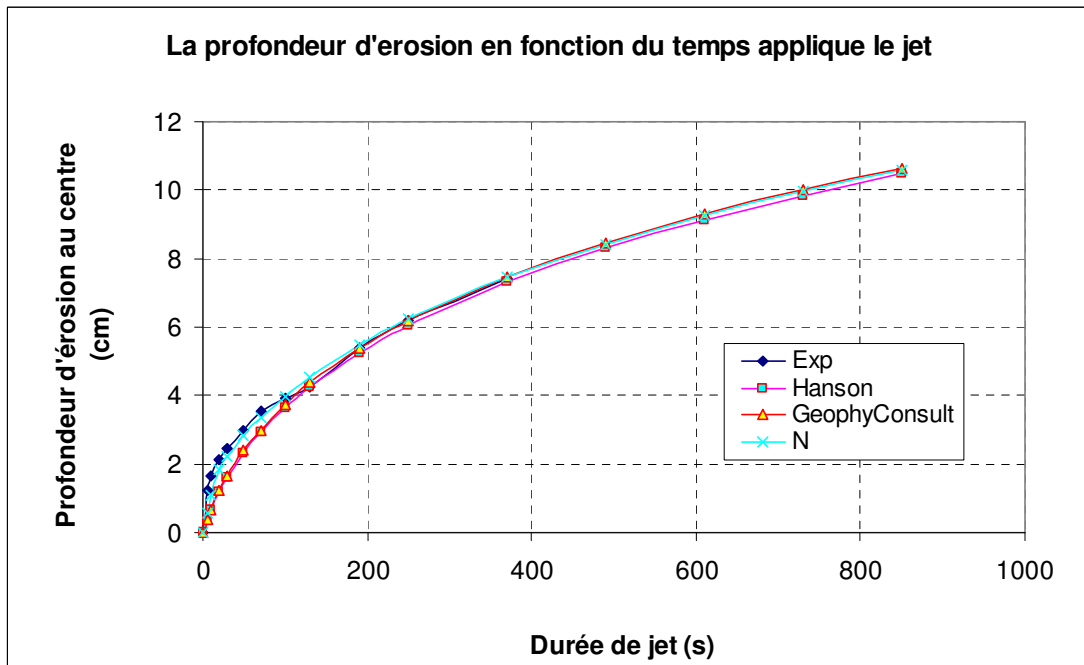


Figure C.16: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 16,66\%$ ;  $\rho_d = 1,609\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.14p3-surface inférieure)

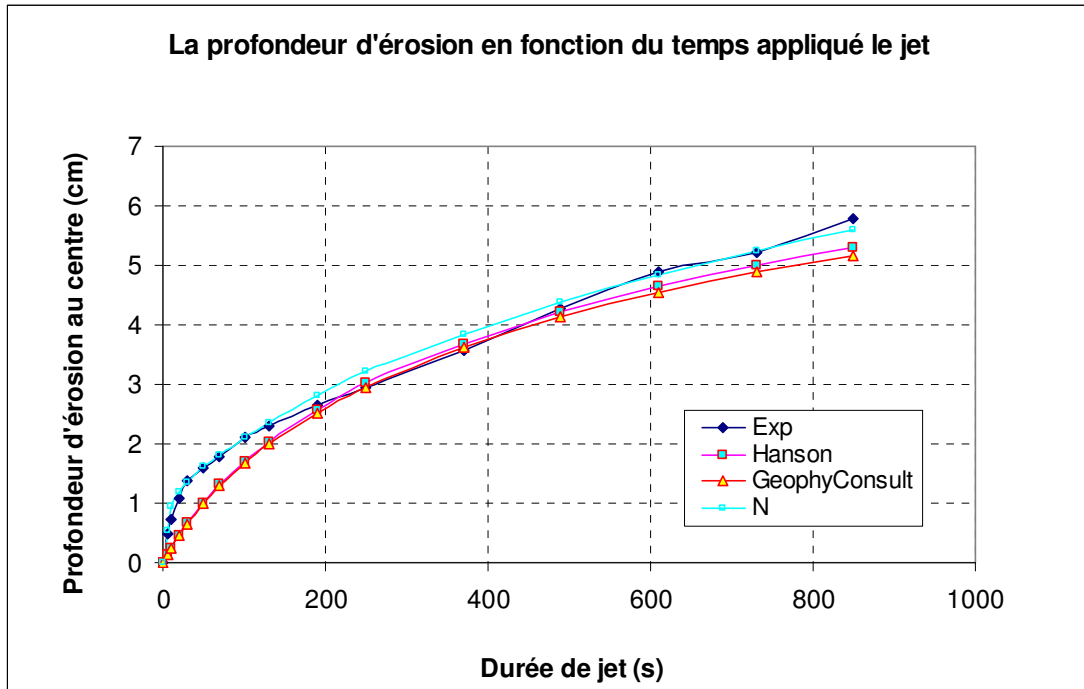


Figure C.17: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 17,49\%$ ;  $\rho_d = 1,657\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.15a1-surface inférieure)

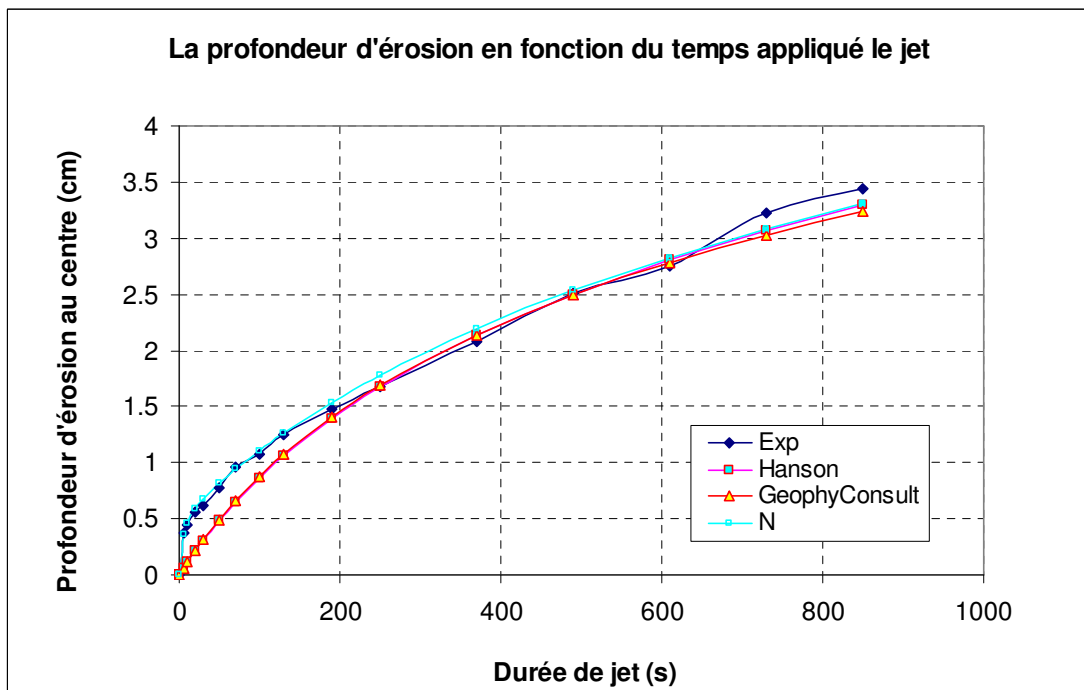


Figure C.18: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 17,48\%$ ;  $\rho_d = 1,706\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.15p1-surface inférieure)

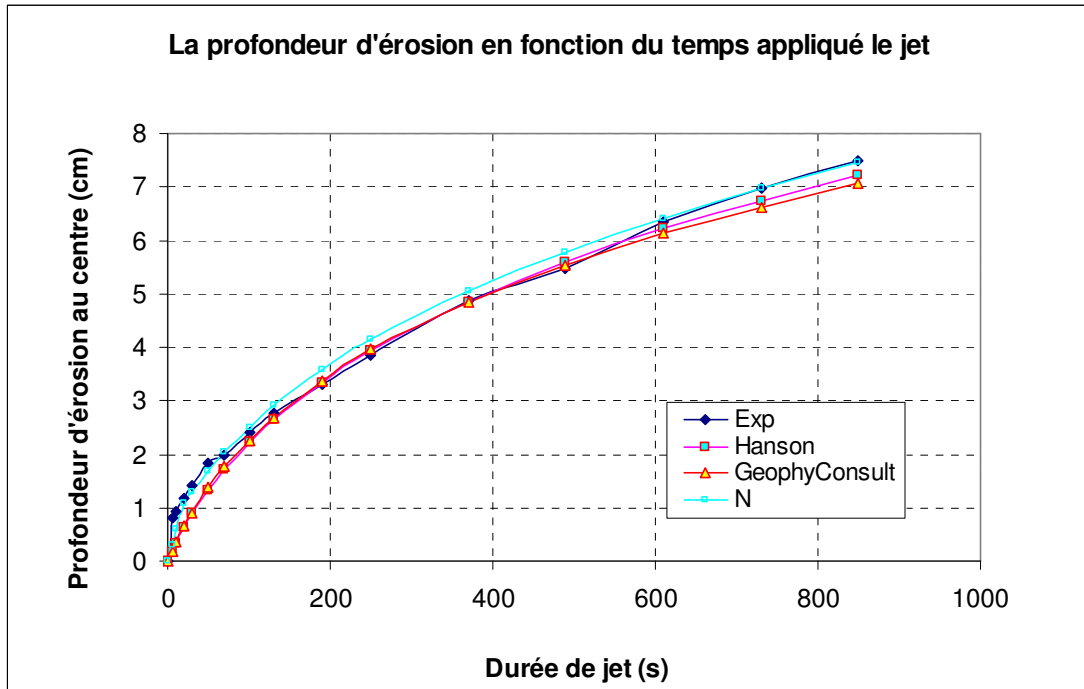


Figure C.19: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 130.59\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 15,72\%$ ;  $\rho_d = 1,648\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.15p2-surface inférieure)

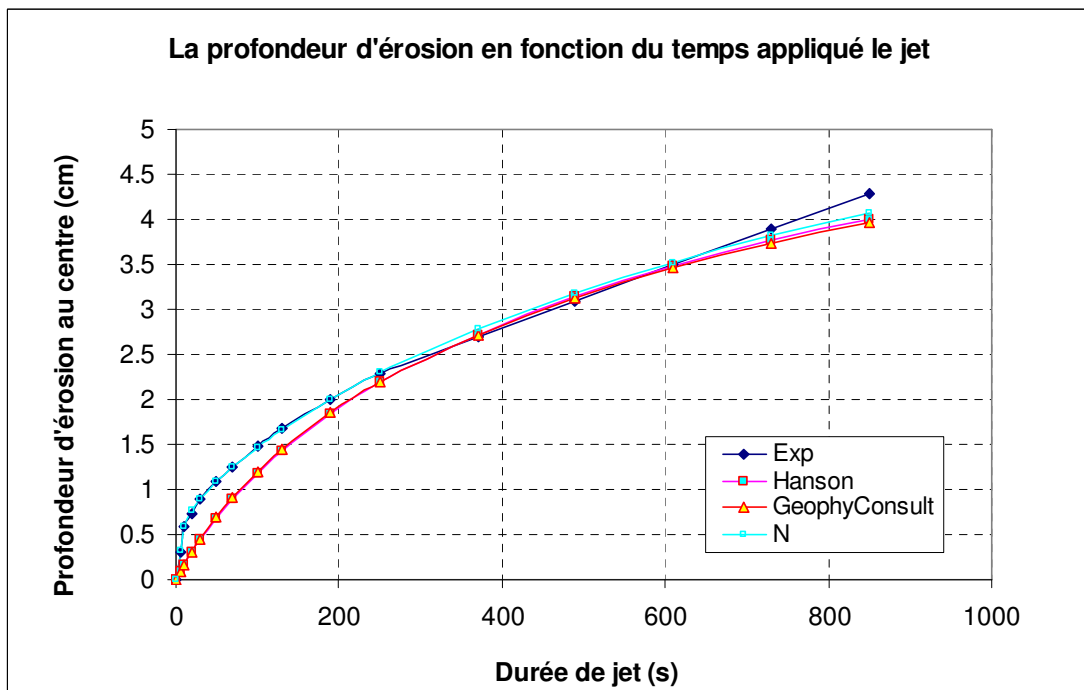


Figure C.20: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 15,50\%$ ;  $\rho_d = 1,704\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.15p3-surface inférieure)

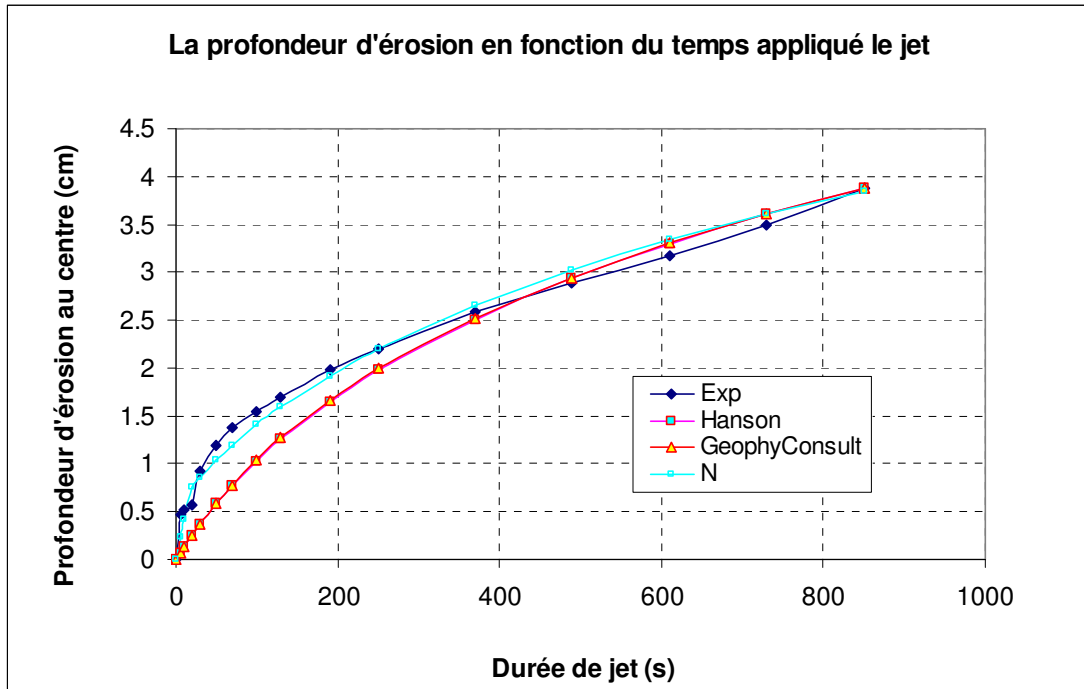


Figure C.21: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w=19,88\%$ ;  $\rho_d = 1,650\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.16a1-surface inférieure)

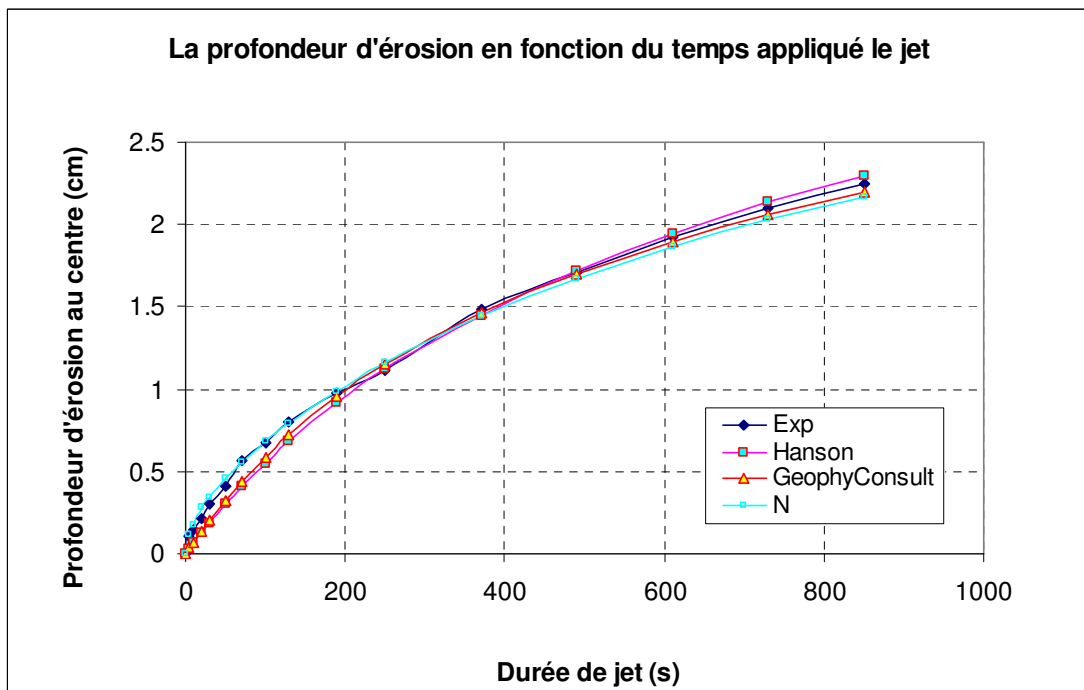


Figure C.22: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 130.59\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w=19,71\%$ ;  $\rho_d = 1,70\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.16p1-surface inférieure)



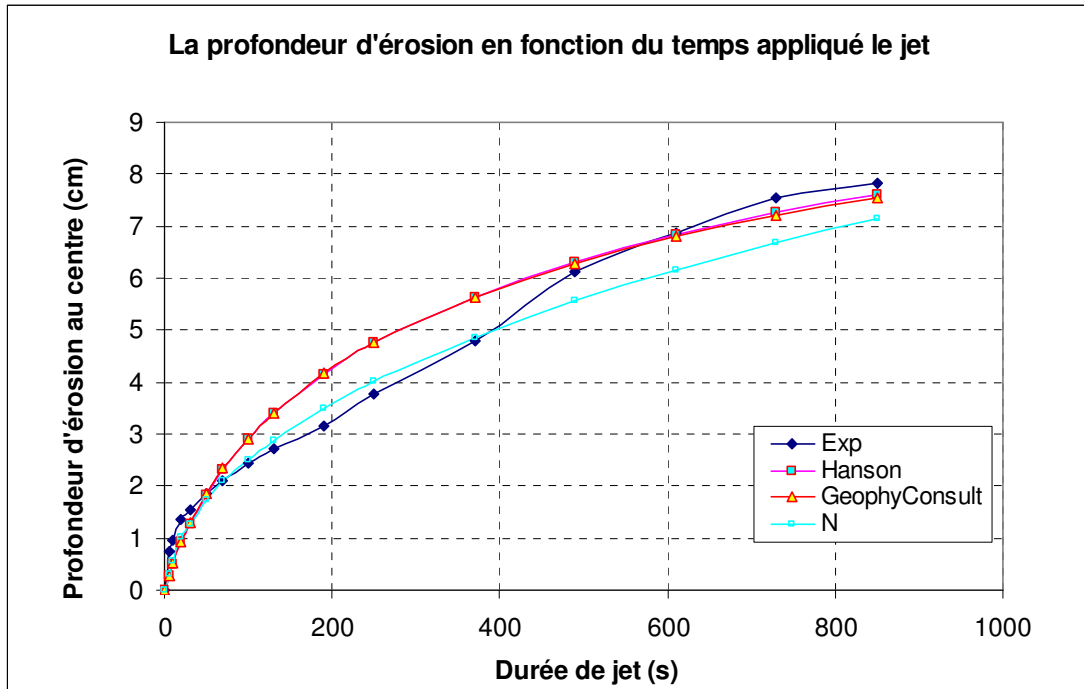


Figure C.23: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.16\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 13,69\%$ ;  $\rho_d = 1,654\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.16p2-surface inférieure)

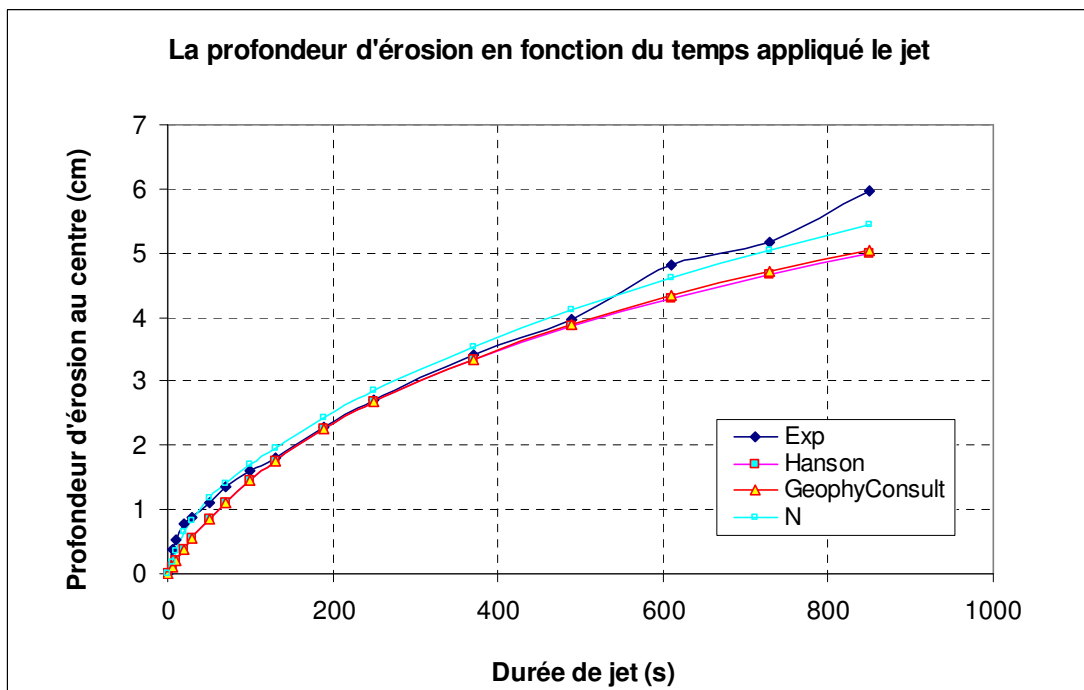


Figure C.24: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 13,53\%$ ;  $\rho_d = 1,704\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.16p3-surface inférieure)

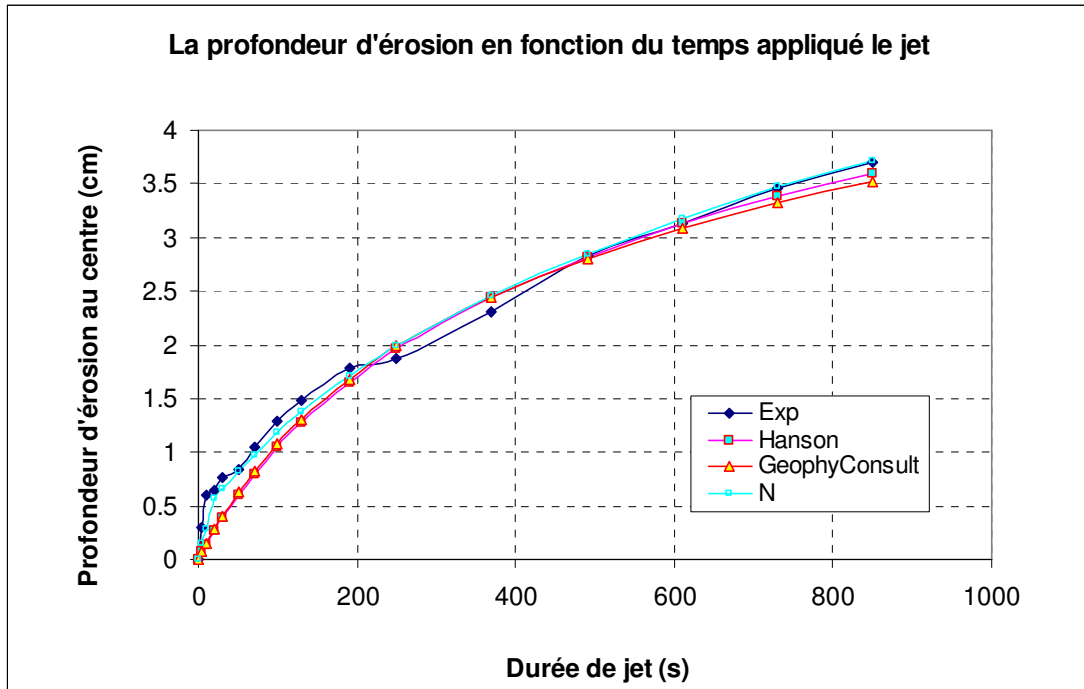


Figure C.25: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 18,73\%$ ;  $\rho_d = 1,652\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.19a1-surface inférieure)

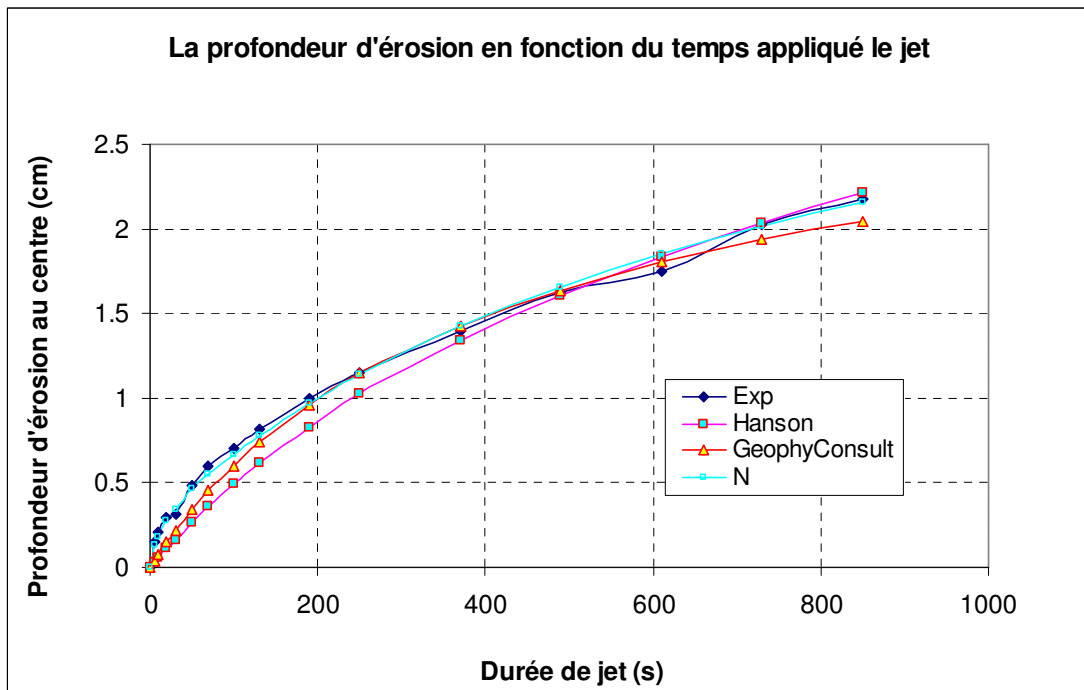


Figure C.26: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 18,74\%$ ;  $\rho_d = 1,701\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.19p1-surface inférieure)

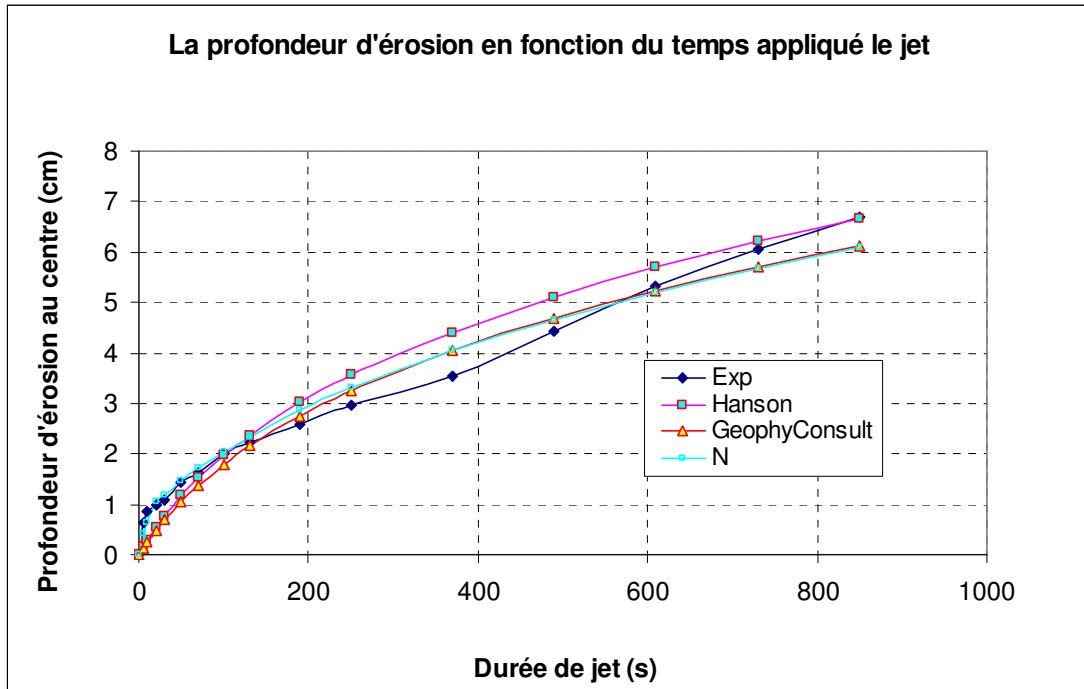


Figure C.27: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 14,71\%$ ;  $\rho_d = 1,652\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.19p2-surface inférieure)

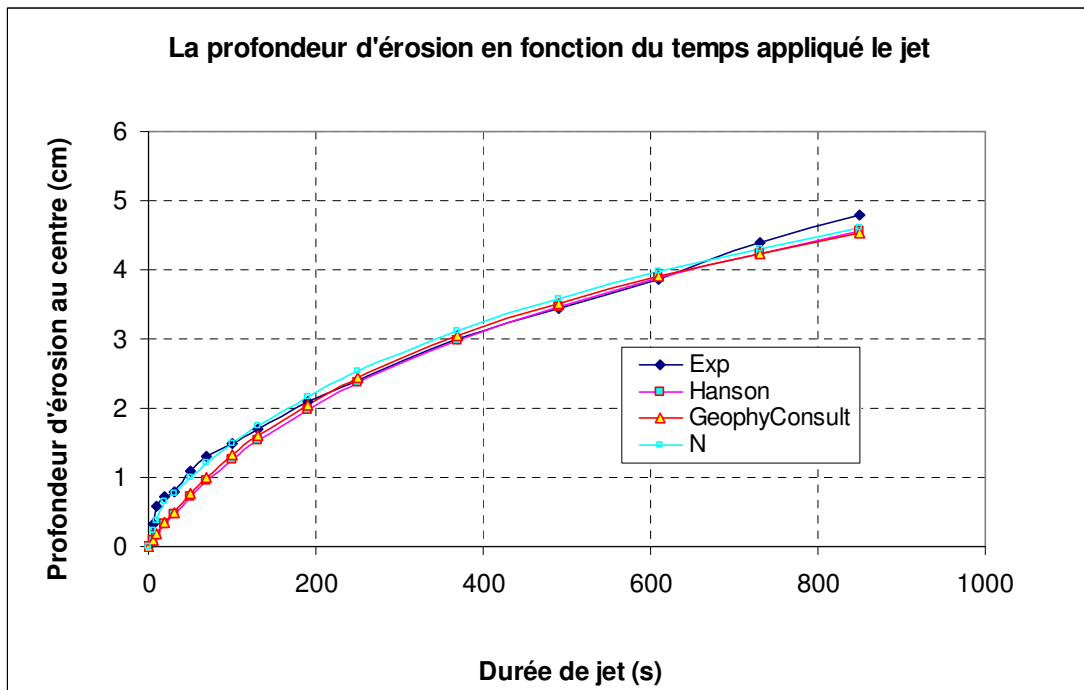


Figure C.28: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 128.45\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 14,71\%$ ;  $\rho_d = 1,701\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.19p3-surface inférieure)

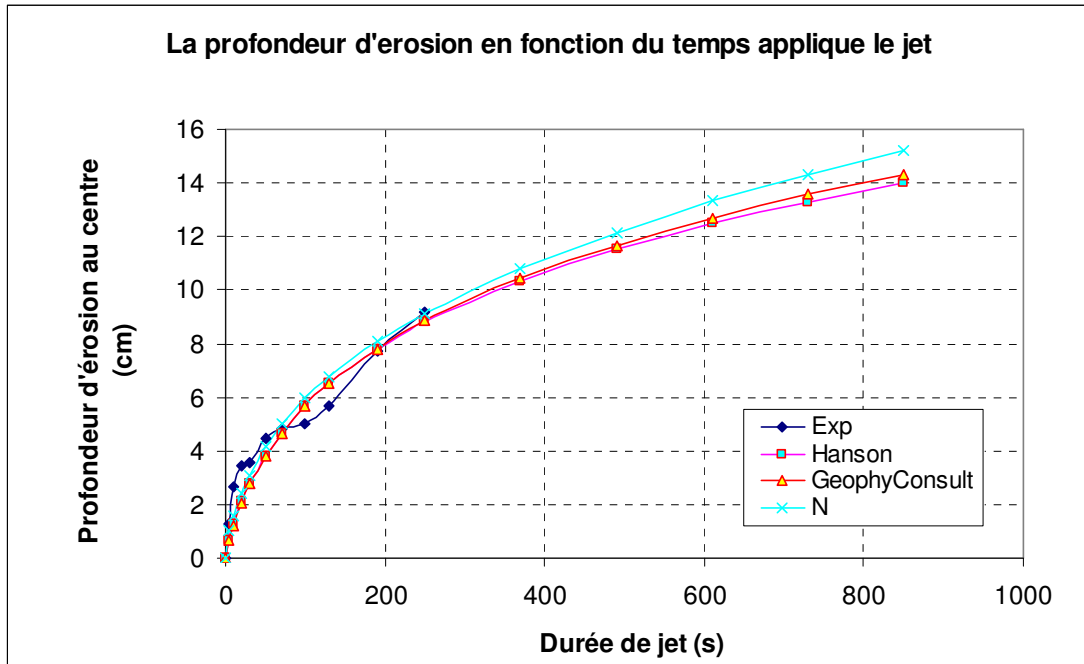


Figure C.29: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 17,17\%$ ;  $\rho_d = 1,558\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.20a1-surface inférieure)

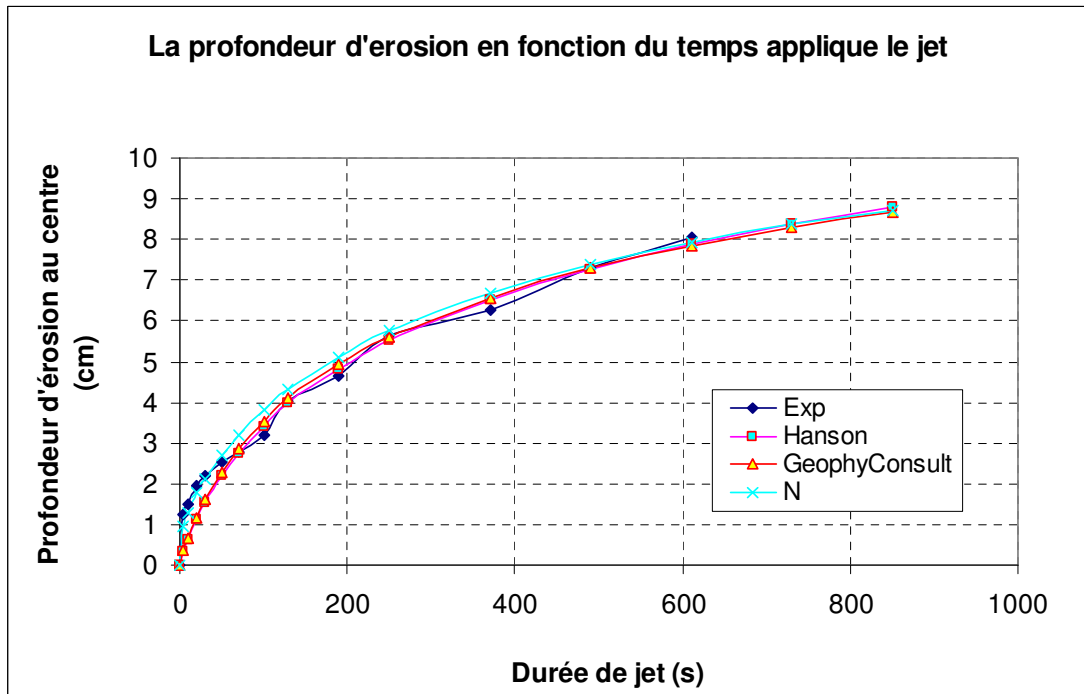


Figure C.30: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.16\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 17,01\%$ ;  $\rho_d = 1,612\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.20p1-surface inférieure)

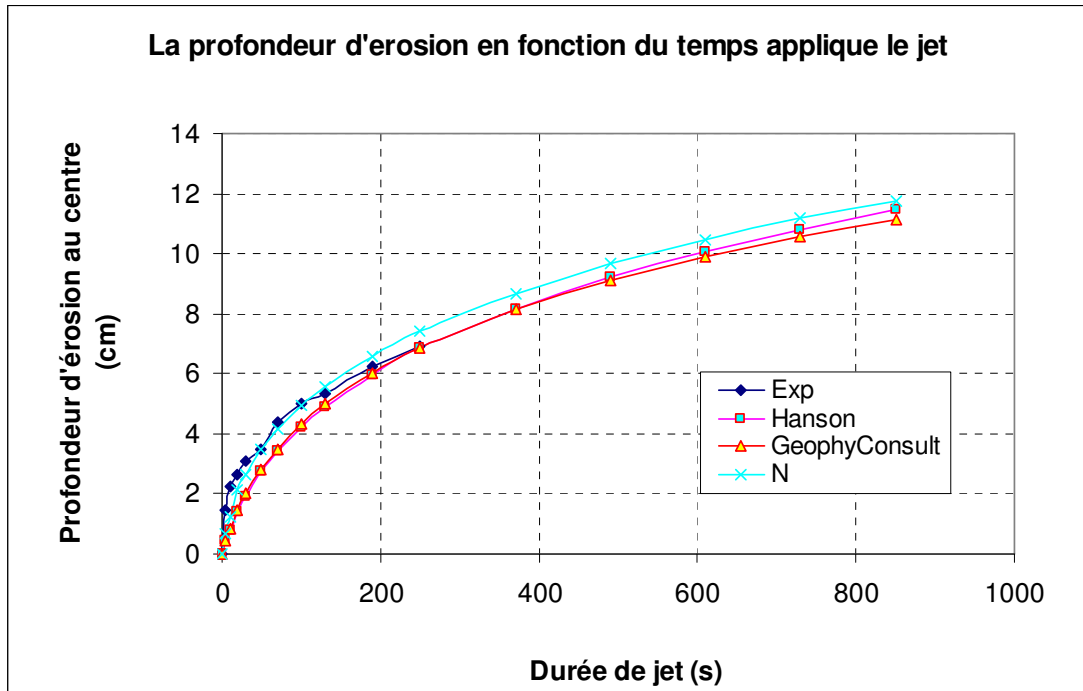


Figure C.31: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 15,61\%$ ;  $\rho_d = 1,554\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.20p2-surface inférieure)

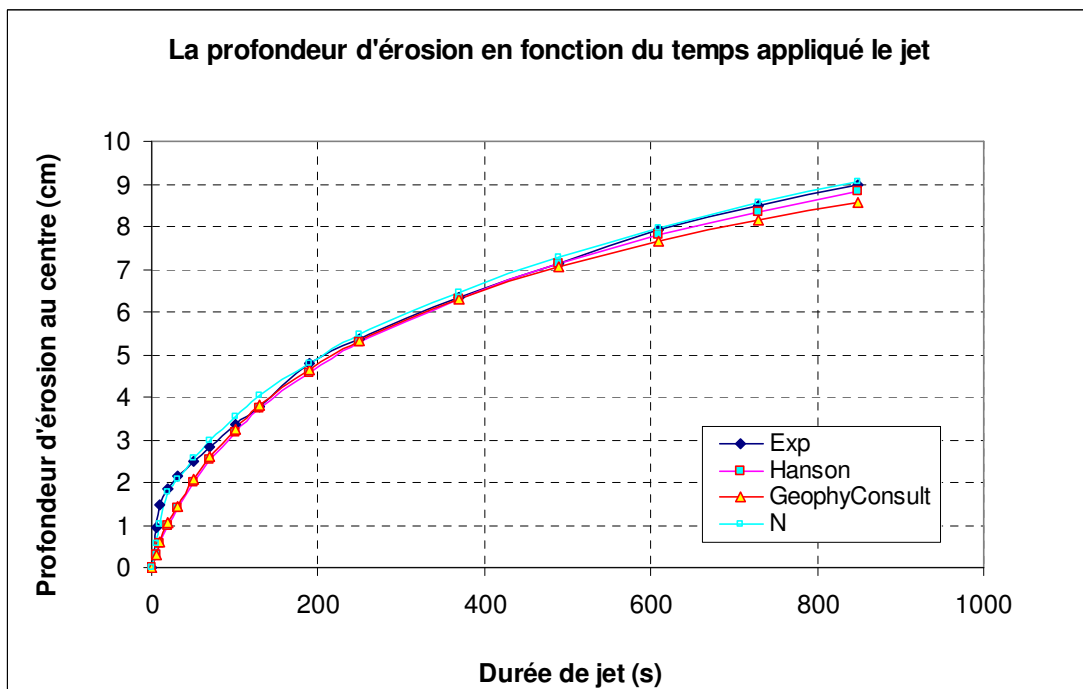


Figure C.32: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 15,40\%$ ;  $\rho_d = 1,607\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.20p3-surface inférieure)

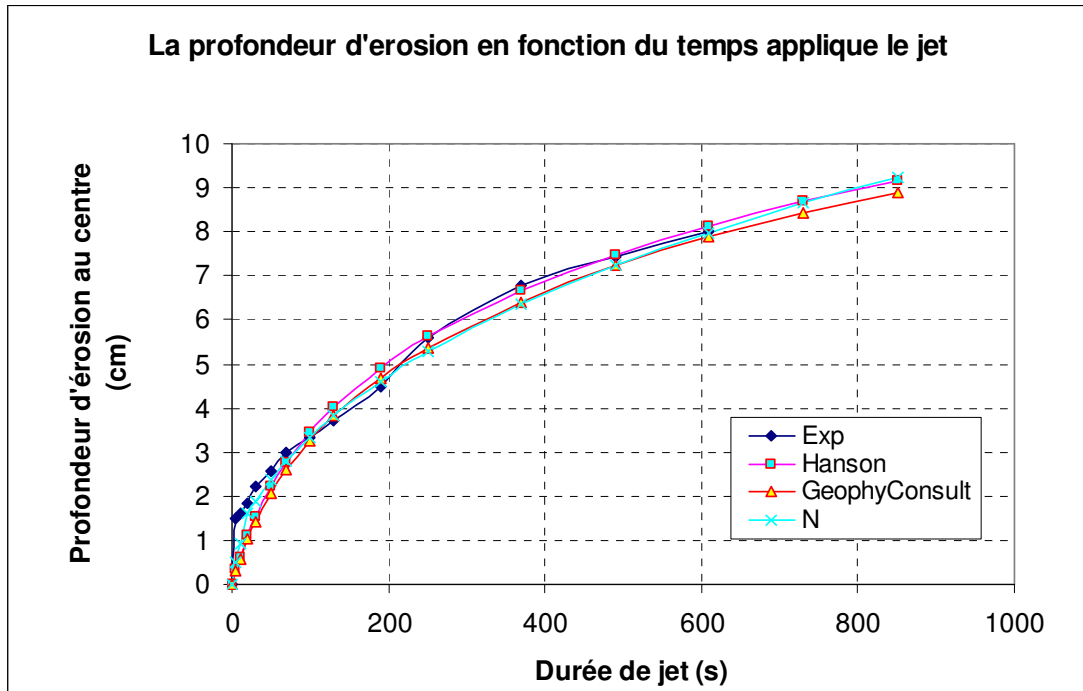


Figure C.33: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 18,92\%$ ;  $\rho_d = 1,598\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.21p1-surface inférieure)

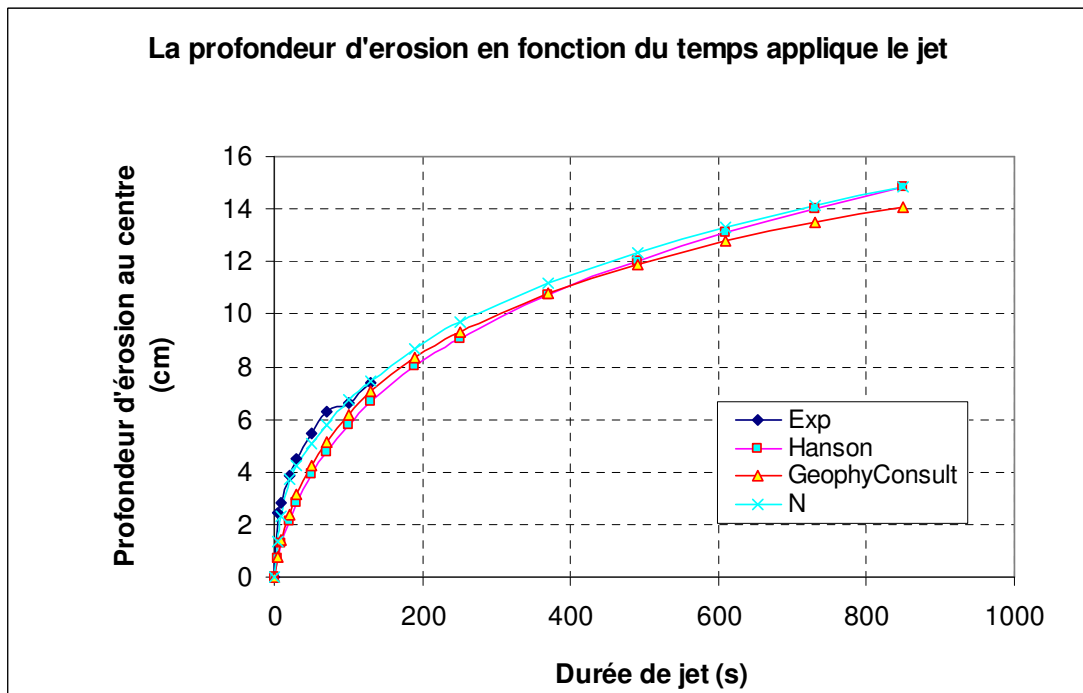


Figure C.34: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 19,06\%$ ;  $\rho_d = 1,548\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.21p2-surface inférieure)

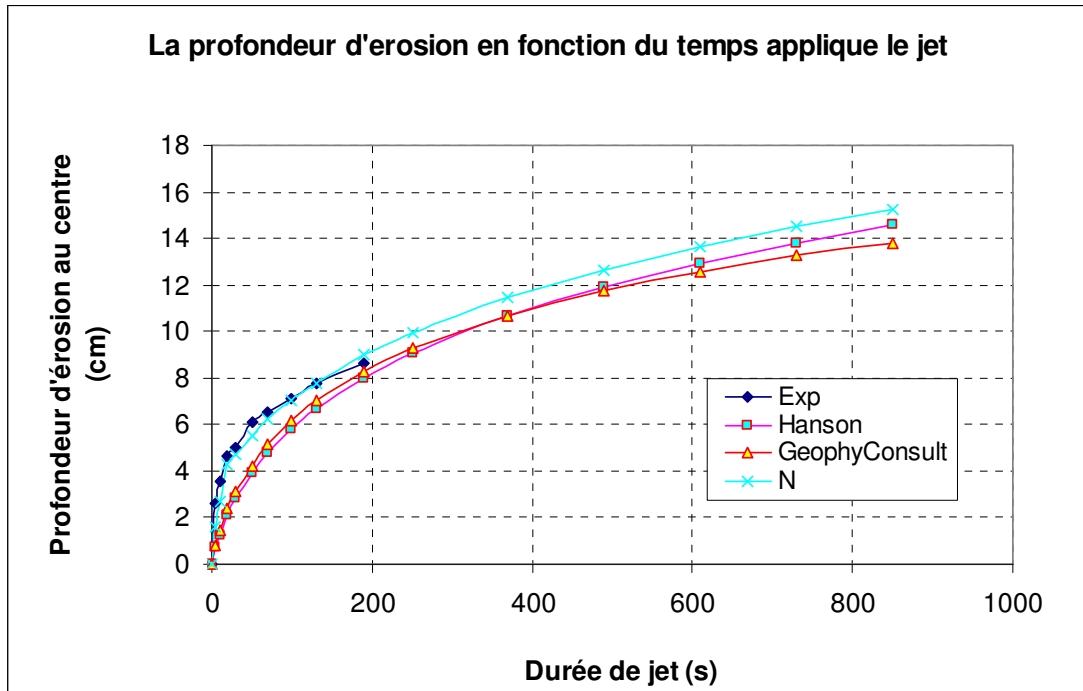


Figure C.35: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 20,27\%$ ;  $\rho_d = 1,546\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.21p3-surface inférieure)

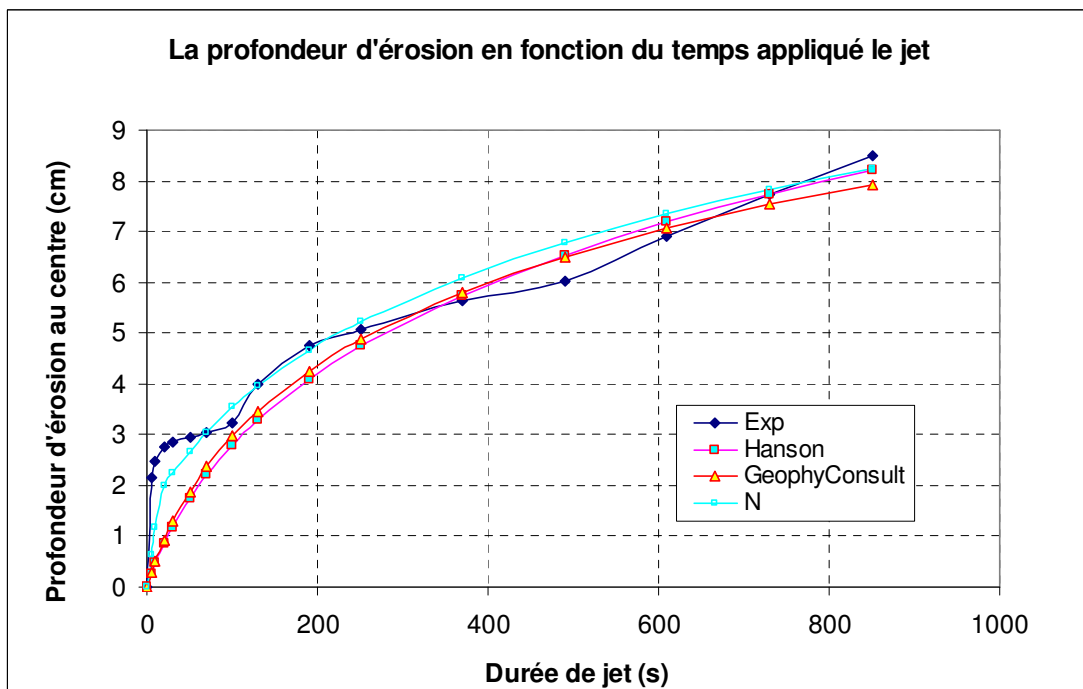


Figure C.36: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 19,68\%$ ;  $\rho_d = 1,602\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.21p4-surface inférieure)

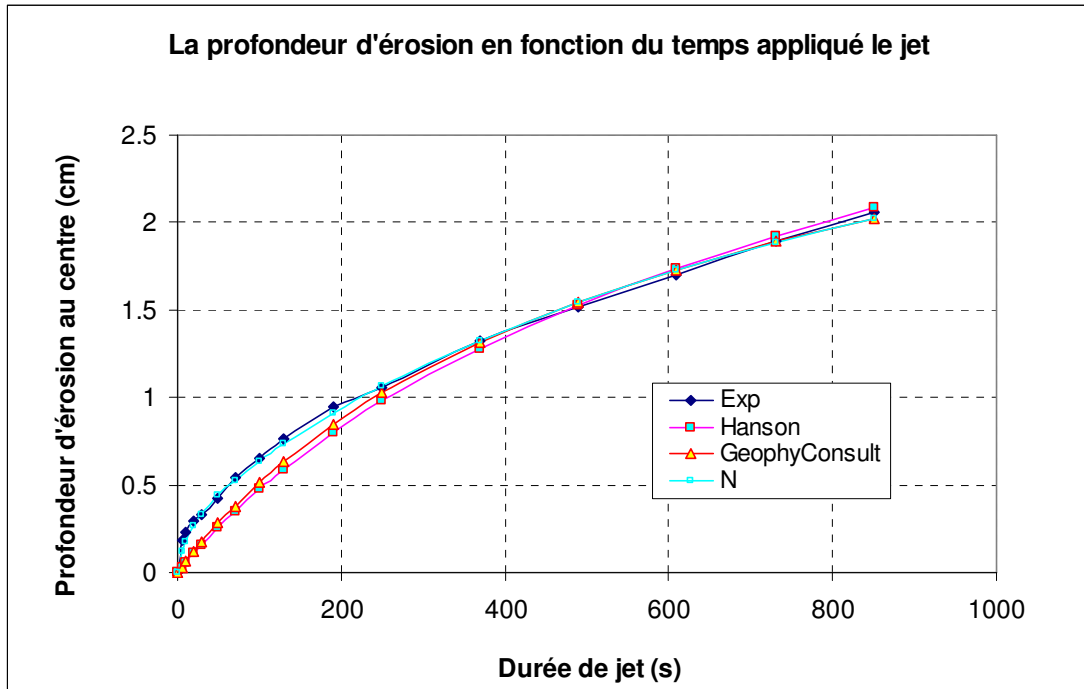


Figure C.37: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 17,32\%$ ;  $\rho_d = 1,757\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.22p1-surface inférieure)

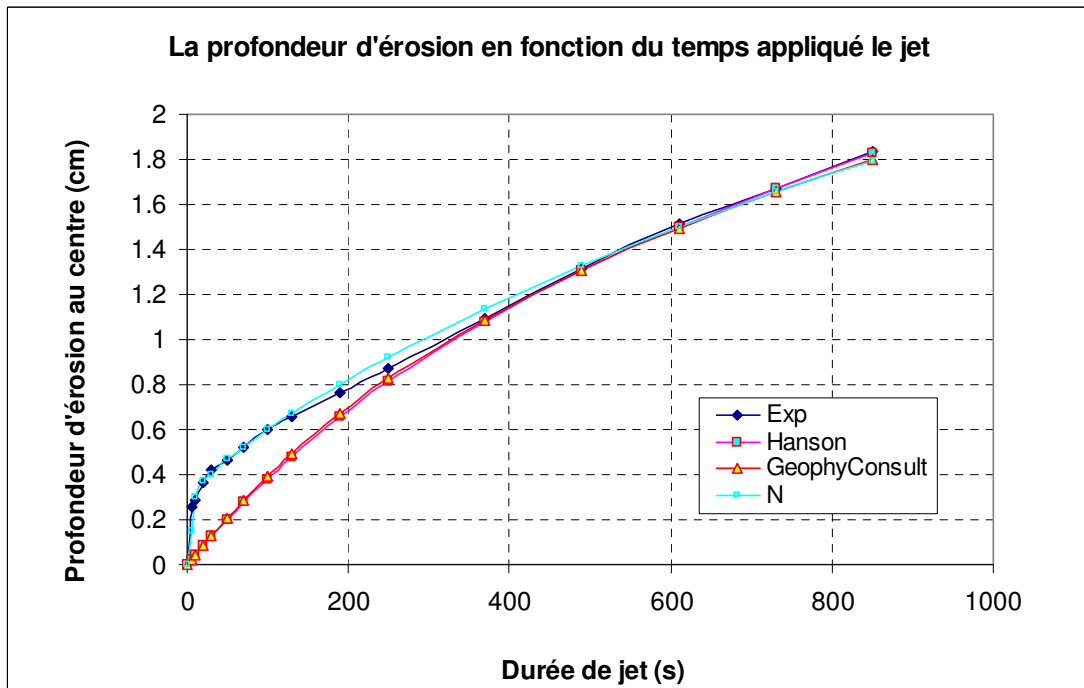


Figure C.38: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 15,63\%$ ;  $\rho_d = 1,752\text{g/cm}^3$ ; (Echantillon 12.11.23a1-surface inférieure)



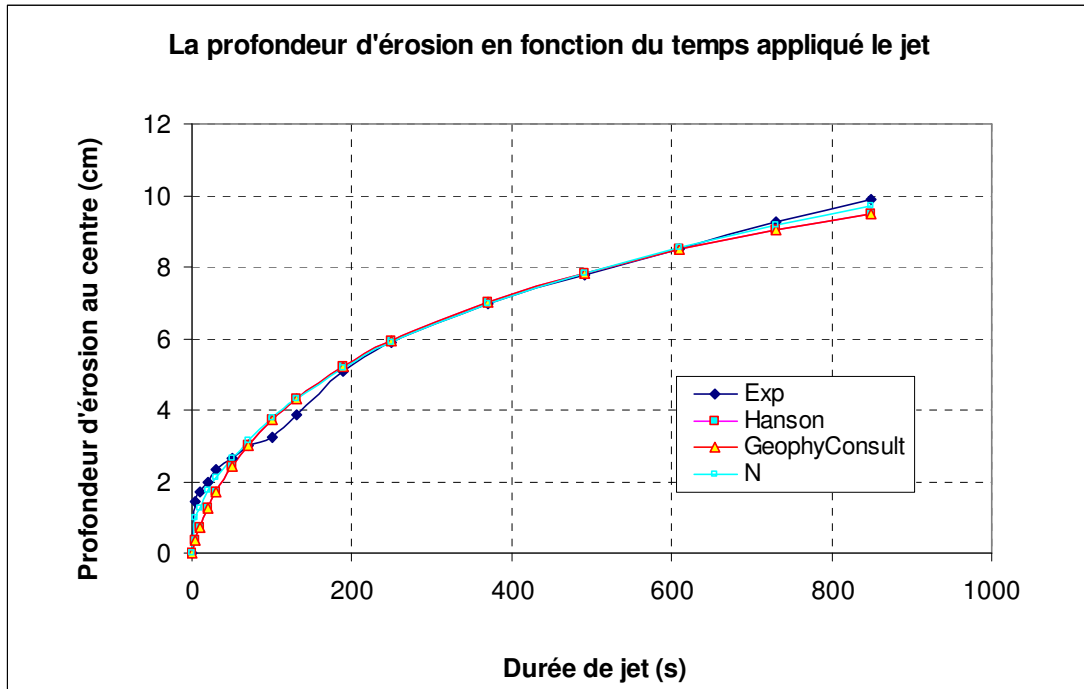


Figure C.39: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w=14,78\%$ ;  $\rho_d = 1,552\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.11.23a2-surface inférieure).

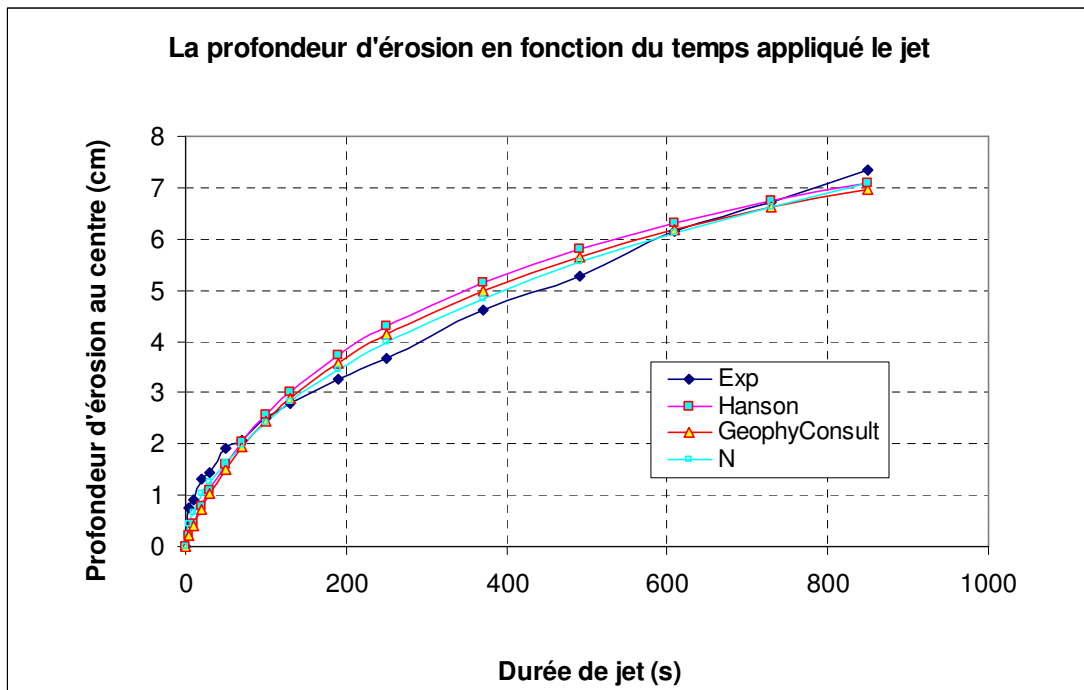


Figure C.40: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 130.59\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w=14,87\%$ ;  $\rho_d = 1,607\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.11.23p1-surface inférieure).

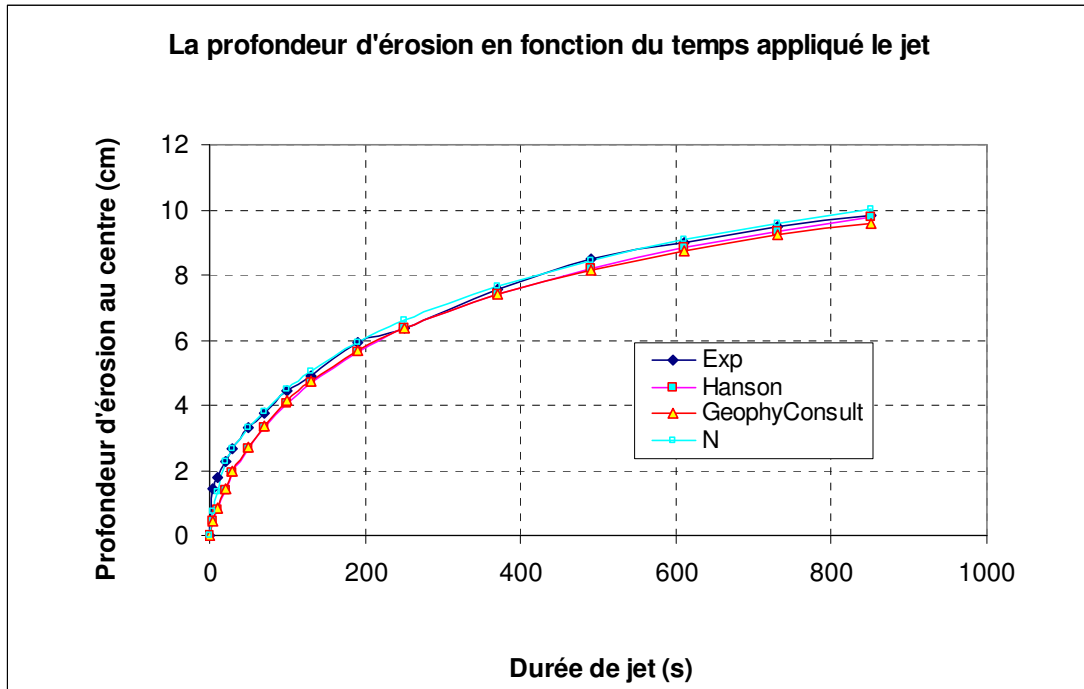


Figure C.41: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 130.59\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 13,61\%$ ;  $\rho_d = 1,553\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.11.23p2-surface inférieure).

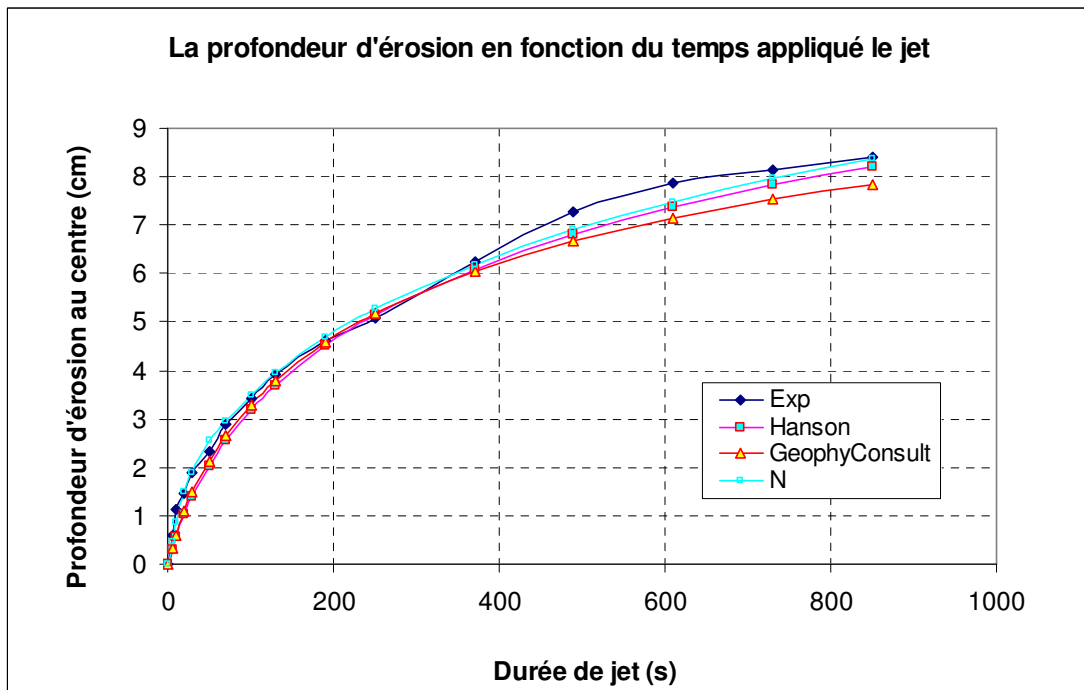


Figure C.42: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 13,61\%$ ;  $\rho_d = 1,604\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.11.23p3-surface inférieure).

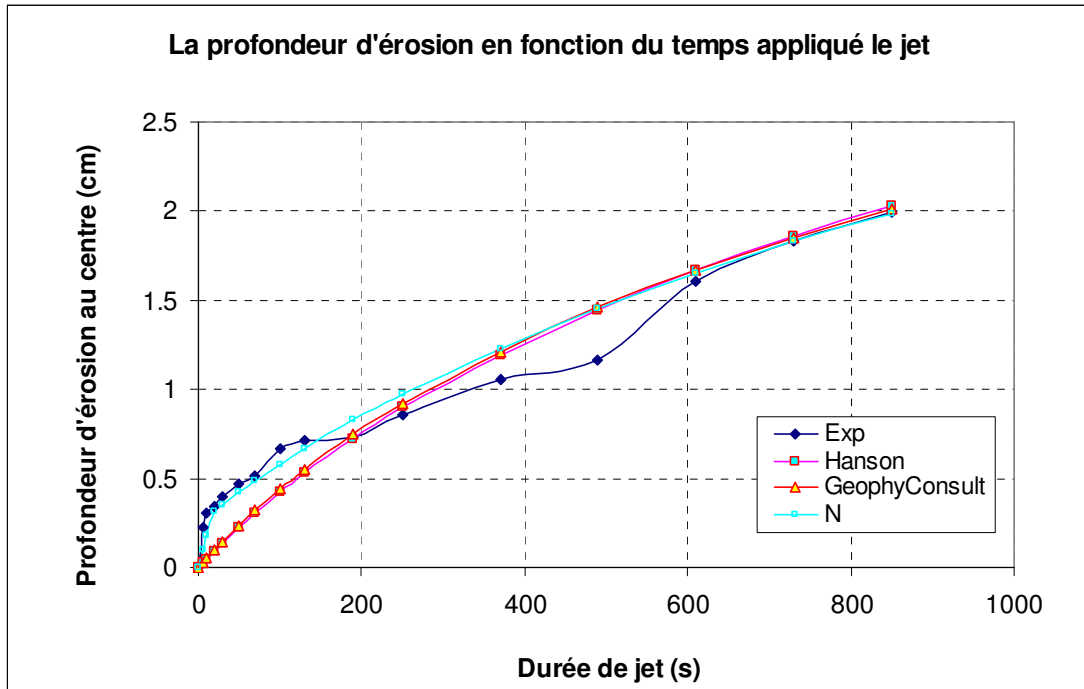


Figure C.43: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 13,59\%$ ;  $\rho_d = 1,753\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.11.25a1-surface inférieure).

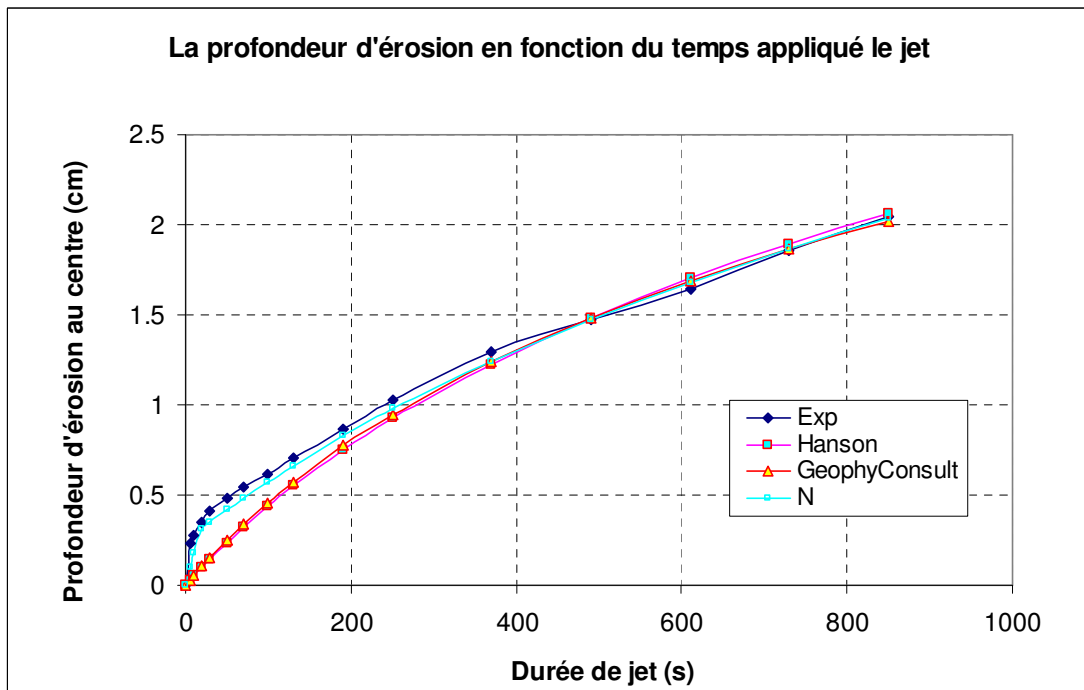


Figure C.44: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 14,52\%$ ;  $\rho_d = 1,754\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.11.26a1-surface inférieure).

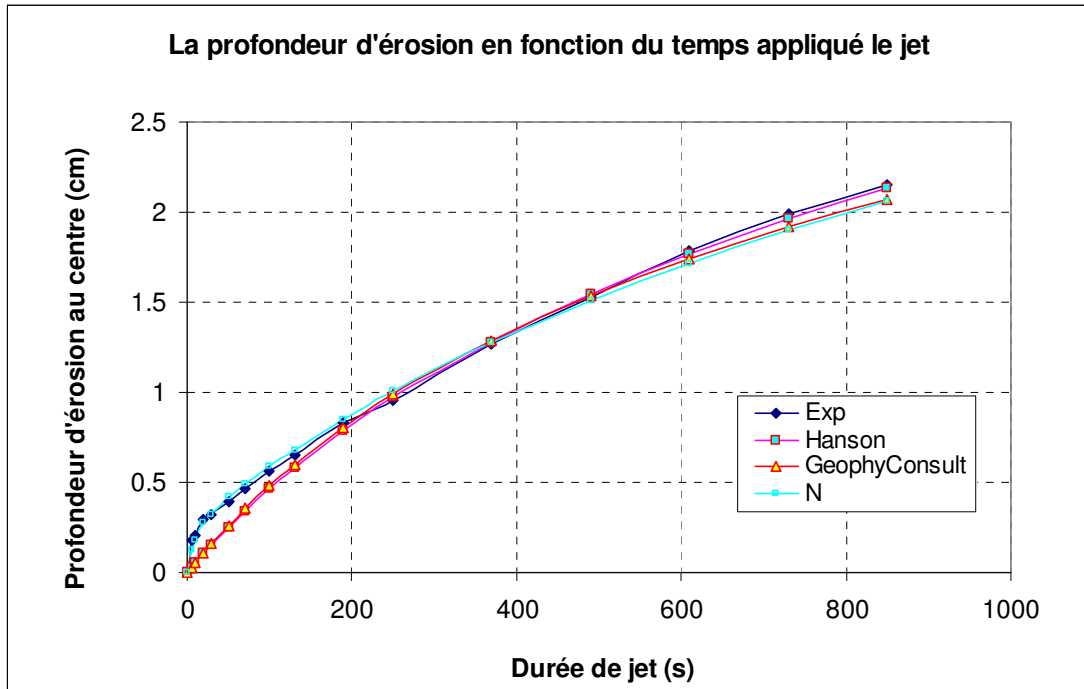


Figure C.45: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w=18,44\%$ ;  $\rho_d = 1,754\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.11.26a2-surface inférieure).

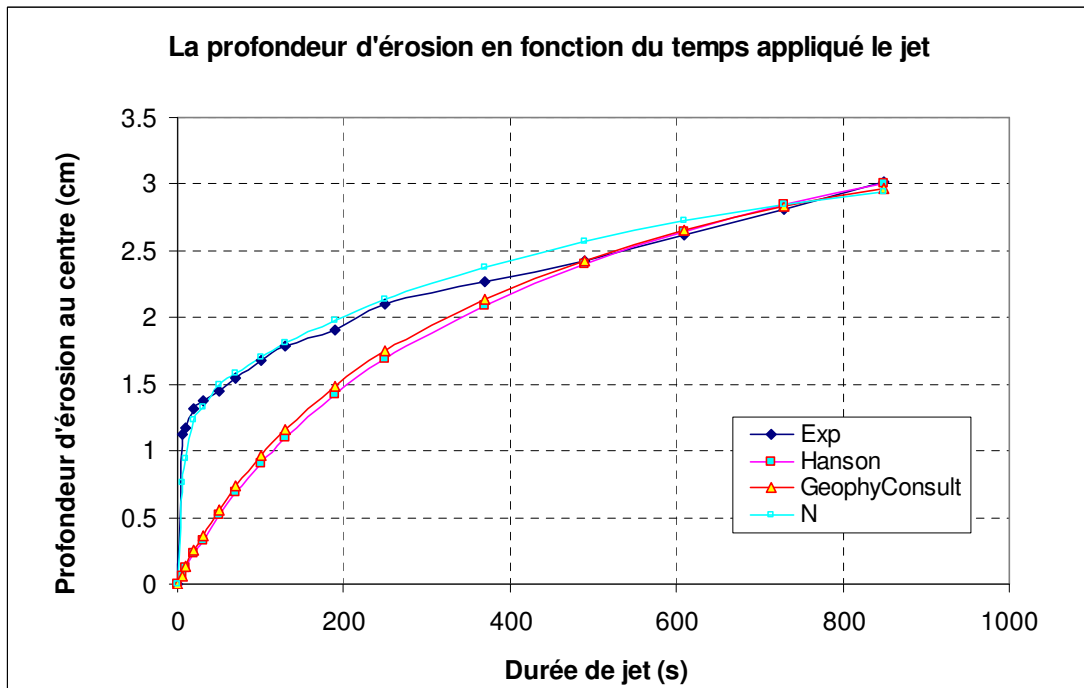


Figure C.46: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 130.59\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 283\text{min}$ ,  $w=18,44\%$ ;  $\rho_d = 1,754\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.11.26p1-surface inférieure).

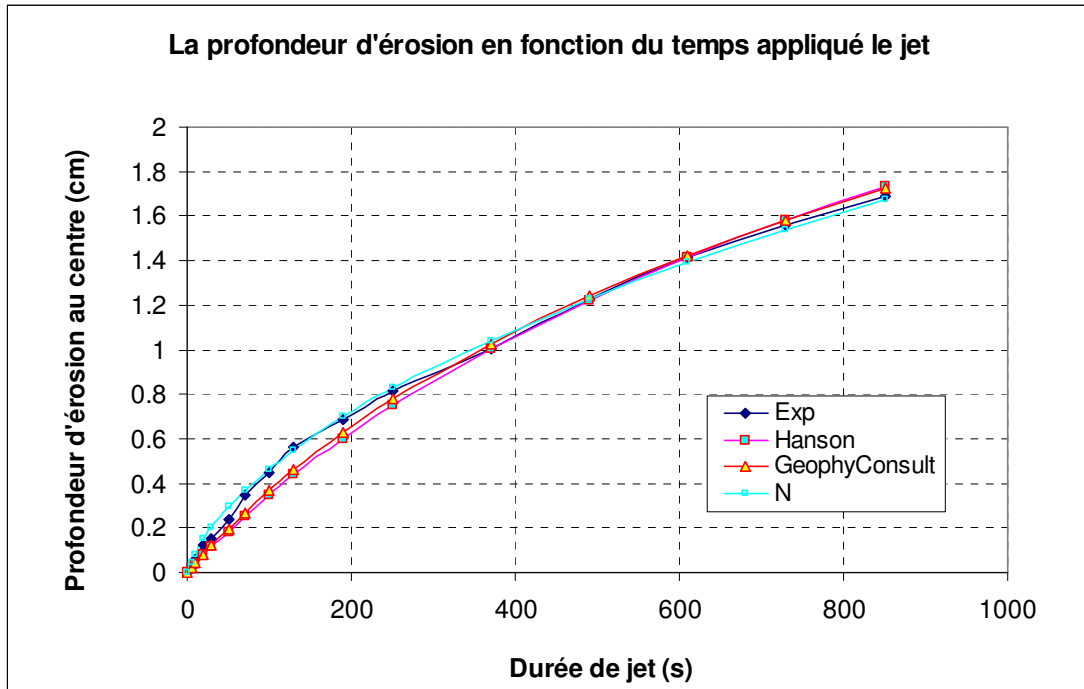


Figure C.47: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 19,40\%$ ;  $\rho_d = 1,738\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.11.26p2-surface inférieure).

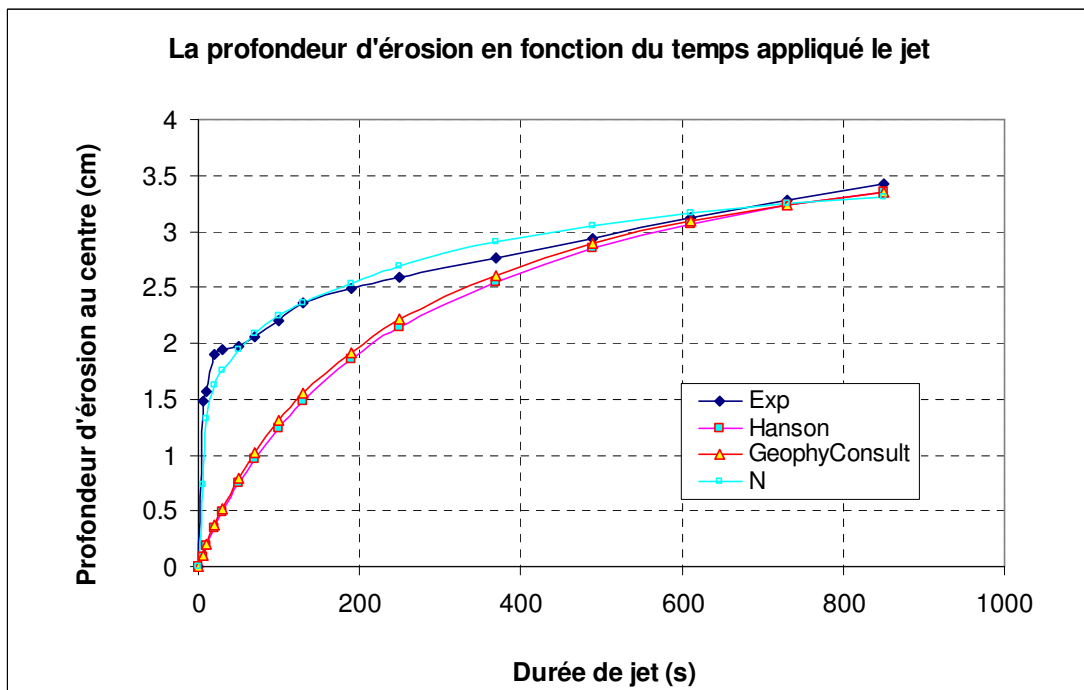


Figure C.48: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 850\text{min}$ ,  $w = 19,40\%$ ;  $\rho_d = 1,738\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.11.27a1-surface inférieure).

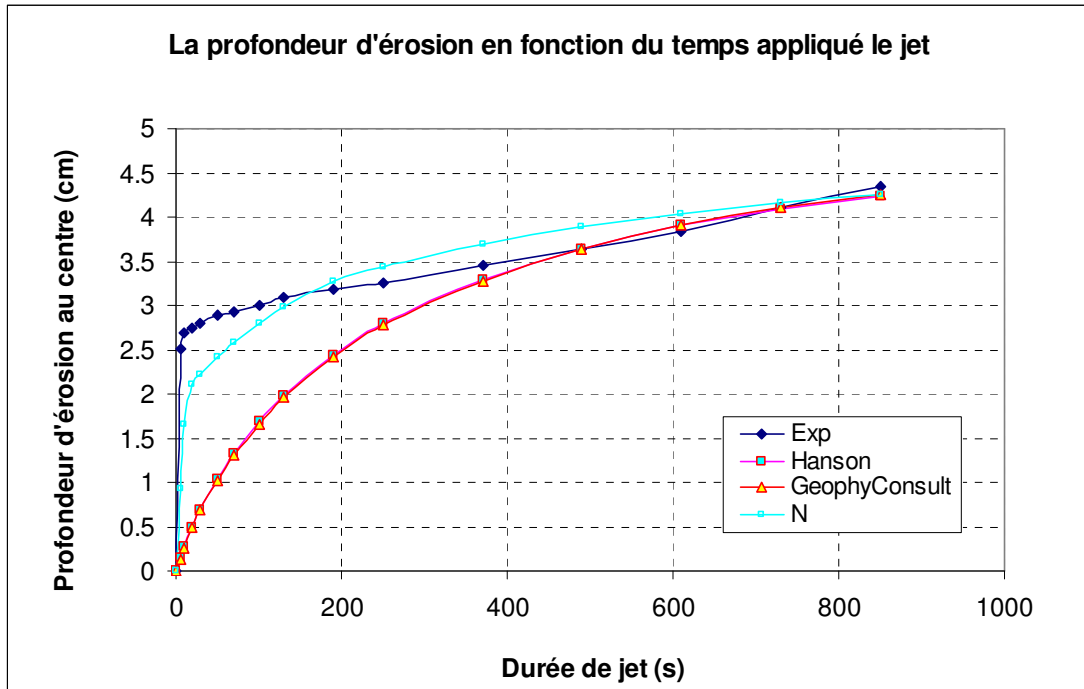


Figure C.49: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 1460\text{min}$ ,  $w = 17,88\%$ ;  $\rho_d = 1,698\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.11.28a1-surface inférieure).

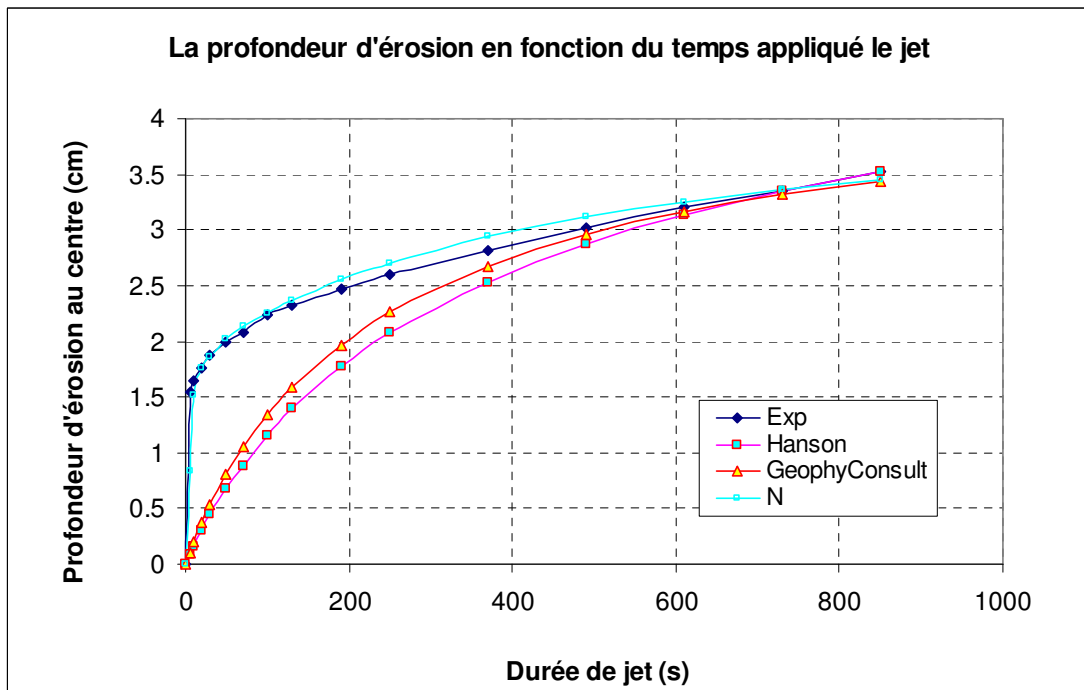


Figure C.50: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 1450\text{min}$ ,  $w = 16,55\%$ ;  $\rho_d = 1,703\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.11.29p1-surface inférieure).

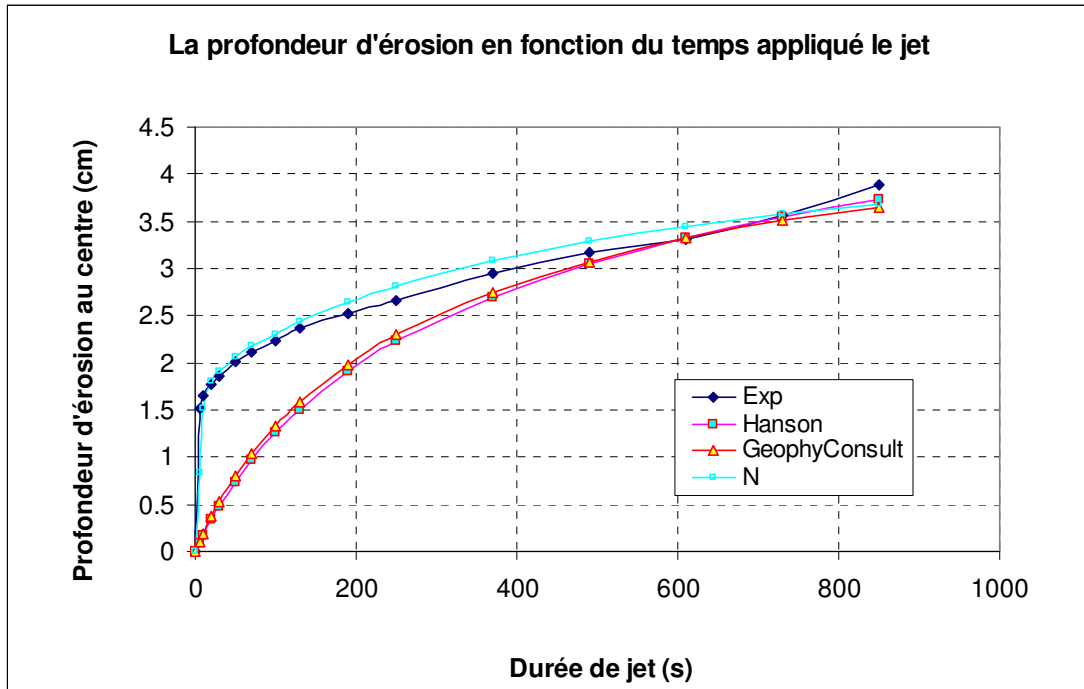


Figure C.51: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 1450\text{min}$ ,  $w = 15,51\%$ ;  $\rho_d = 1,708\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.11. 30p1-surface inférieure).

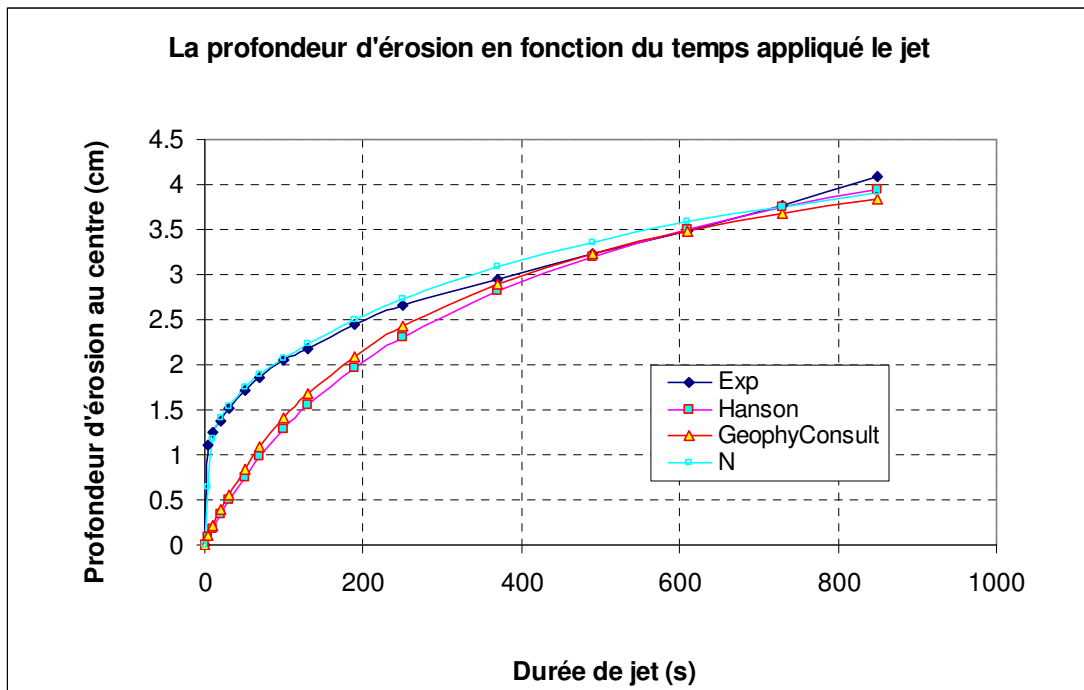


Figure C.52: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.16\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 1030\text{min}$ ,  $w = 15.05\%$ ;  $\rho_d = 1,696\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.12.01a1-surface inférieure).

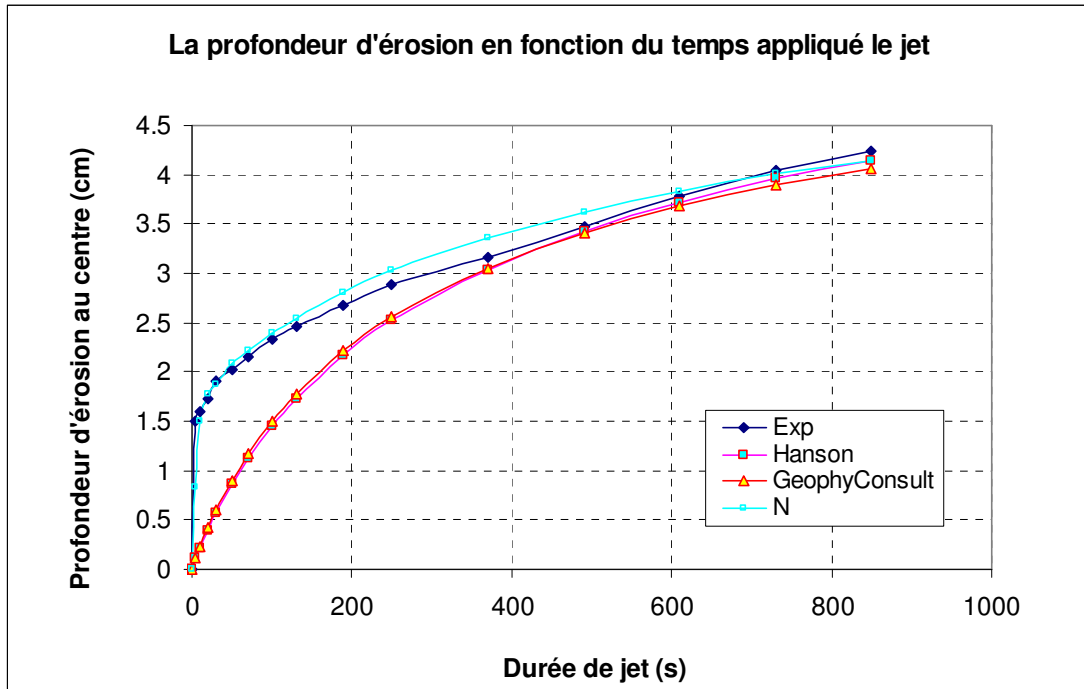


Figure C.53: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.16\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 1450\text{min}$ ,  $w = 13.93\%$ ;  $\rho_d = 1,699\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.12.02a1-surface inférieure).

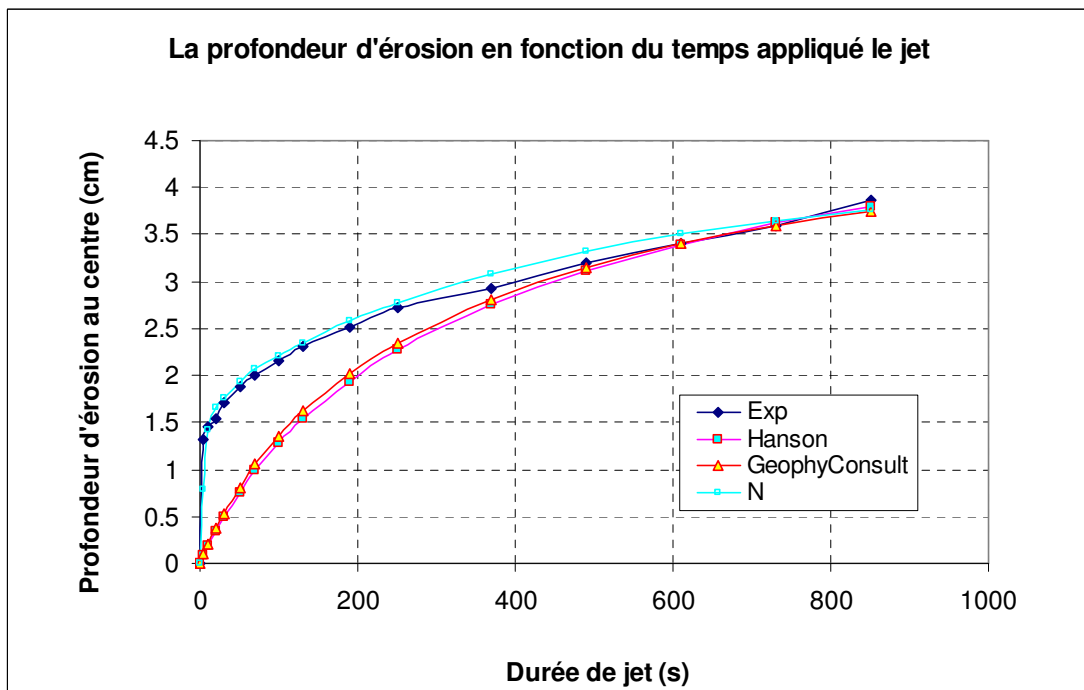


Figure C.54: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 1450\text{min}$ ,  $w = 14.85\%$ ;  $\rho_d = 1,699\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.12.03p1-surface inférieure).



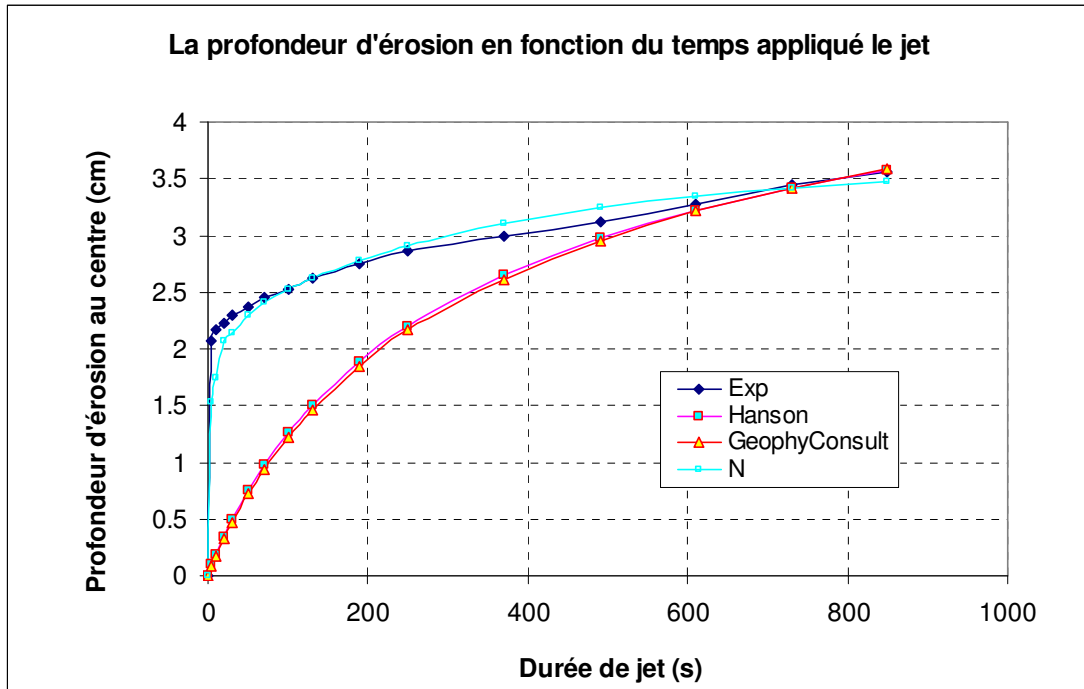


Figure C.55: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.80\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 1450\text{min}$ ,  $w = 18.62\%$ ;  $\rho_d = 1,704\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.12.04p1-surface inférieure).

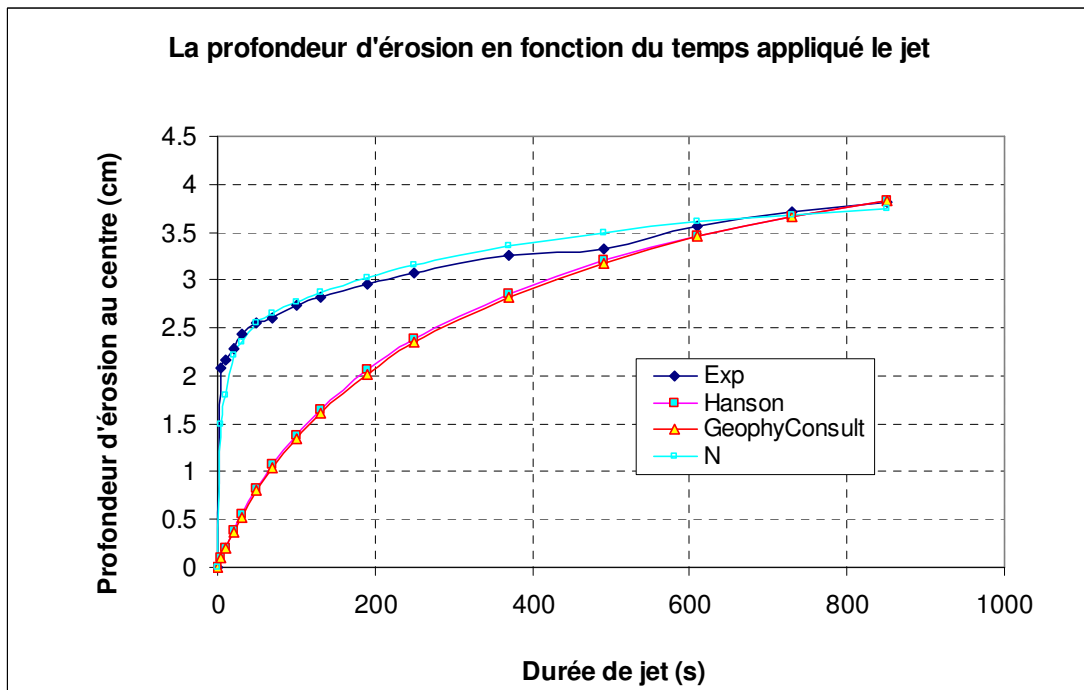


Figure C.56: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 1450\text{min}$ ,  $w = 19.35\%$ ;  $\rho_d = 1,705\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.12.05p1-surface inférieure)

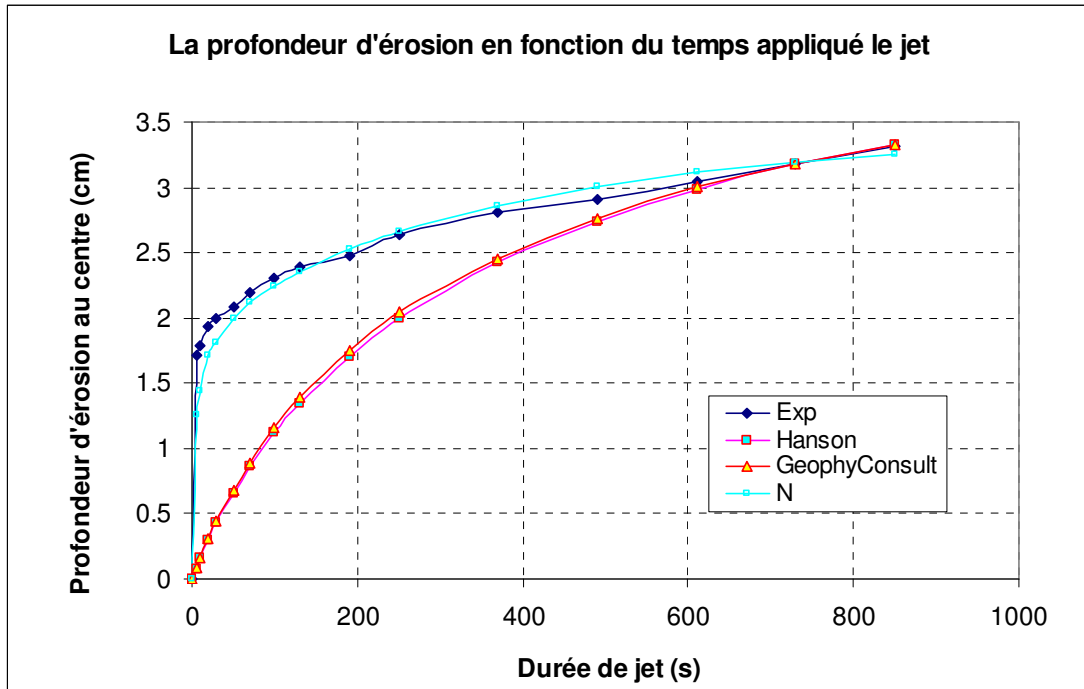


Figure C.57: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 128.45\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 960.3\text{min}$ ,  $w = 17.79\%$ ;  $\rho_d = 1,699\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.12.06a1-surface inférieure)

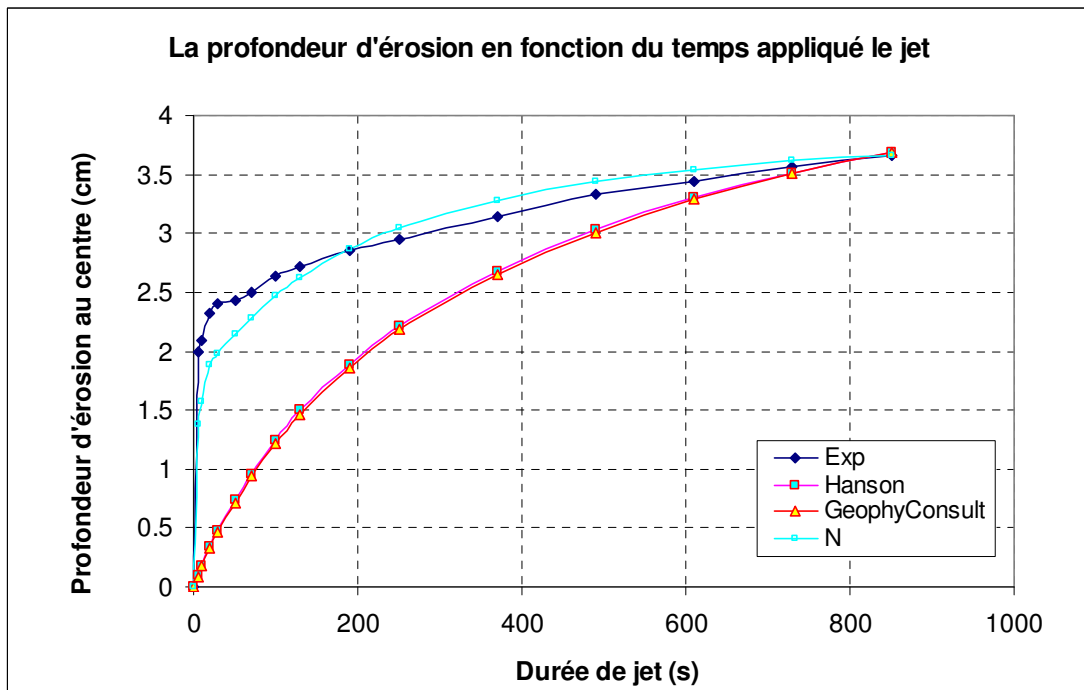


Figure C.58: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 1450\text{min}$ ,  $w = 17.91\%$ ;  $\rho_d = 1,697\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.12.07p1-surface inférieure)

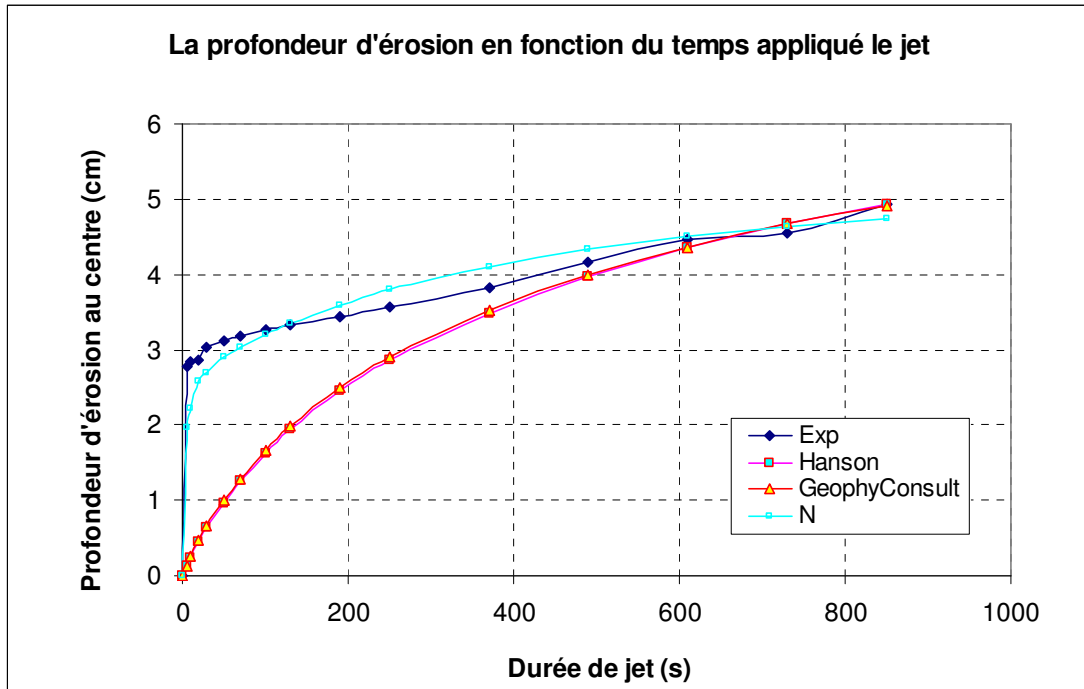


Figure C.59: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 128.45\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 3920\text{min}$ ,  $w = 17.47\%$ ;  $\rho_d = 1,704\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.12.10a1-surface inférieure)

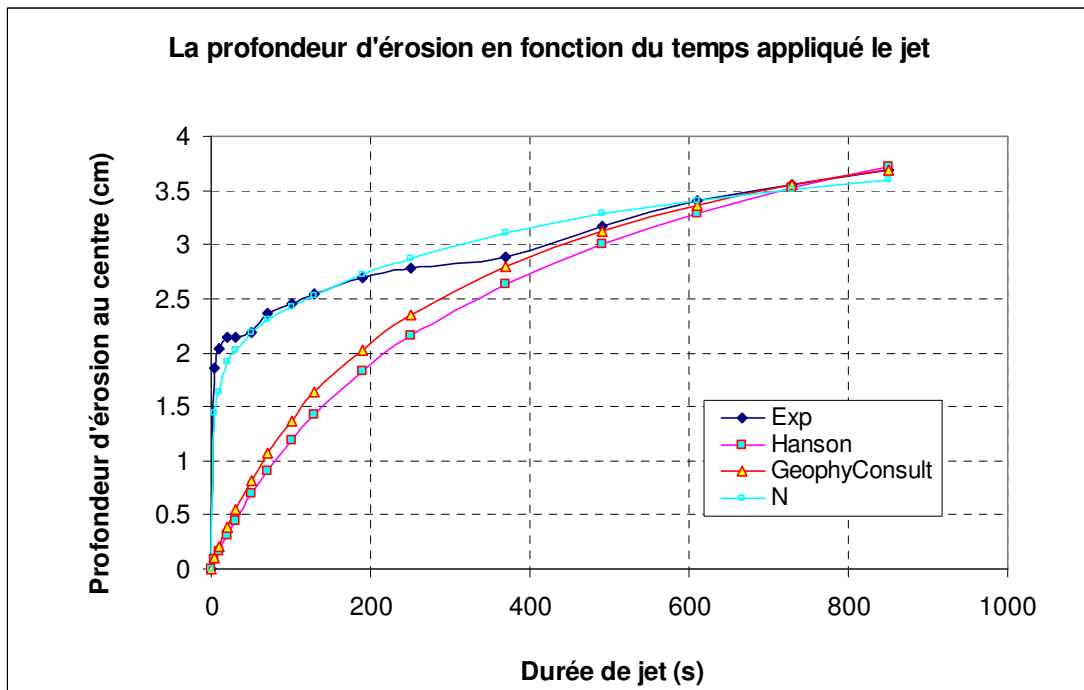


Figure C.60: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.16\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 540\text{min}$ ,  $w = 16.83\%$ ;  $\rho_d = 1,699\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.12.10p1-surface inférieure)

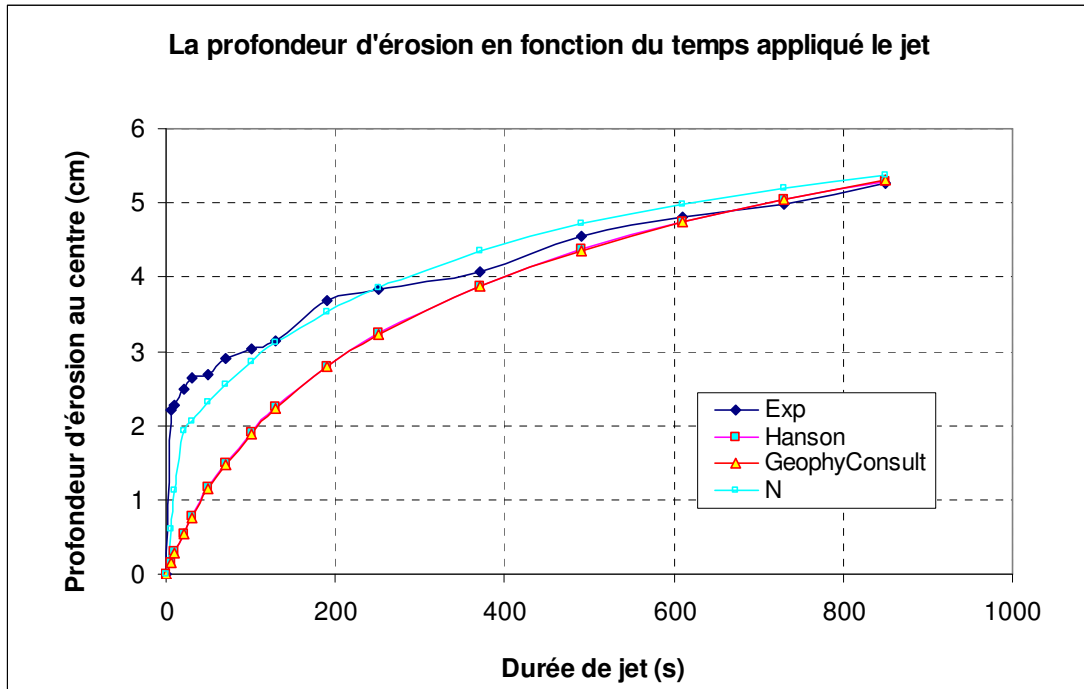


Figure C.61: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.52\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 3683\text{min}$ ,  $w = 16.94\%$ ;  $\rho_d = 1,698\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.12.13a1-surface inférieure)

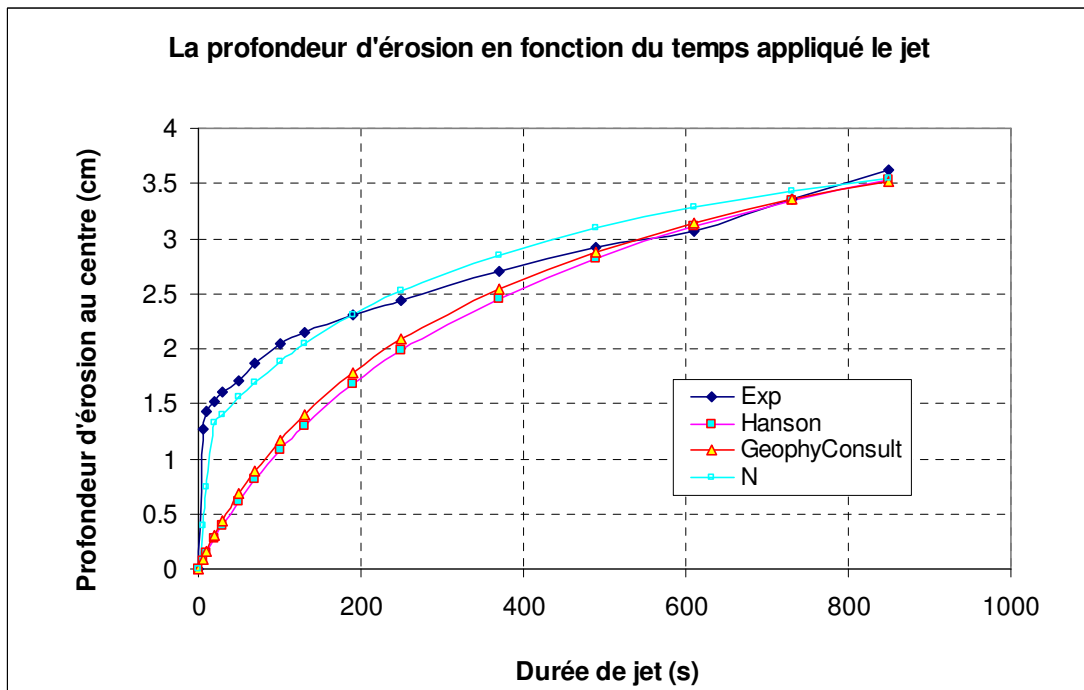


Figure C.62: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 850\text{min}$ ,  $w = 16.51\%$ ;  $\rho_d = 1,705\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.12.14a1-surface inférieure)

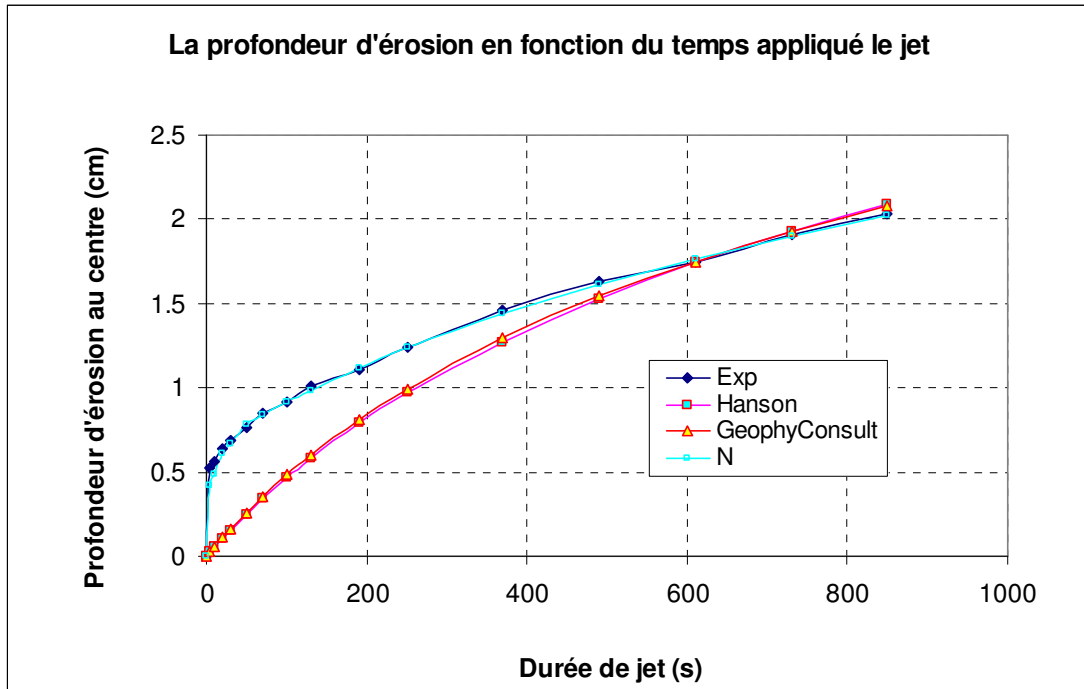


Figure C.63: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.16\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 310\text{min}$ ,  $w=17.62\%$ ;  $\rho_d = 1,74\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.12.27p1-surface inférieure)

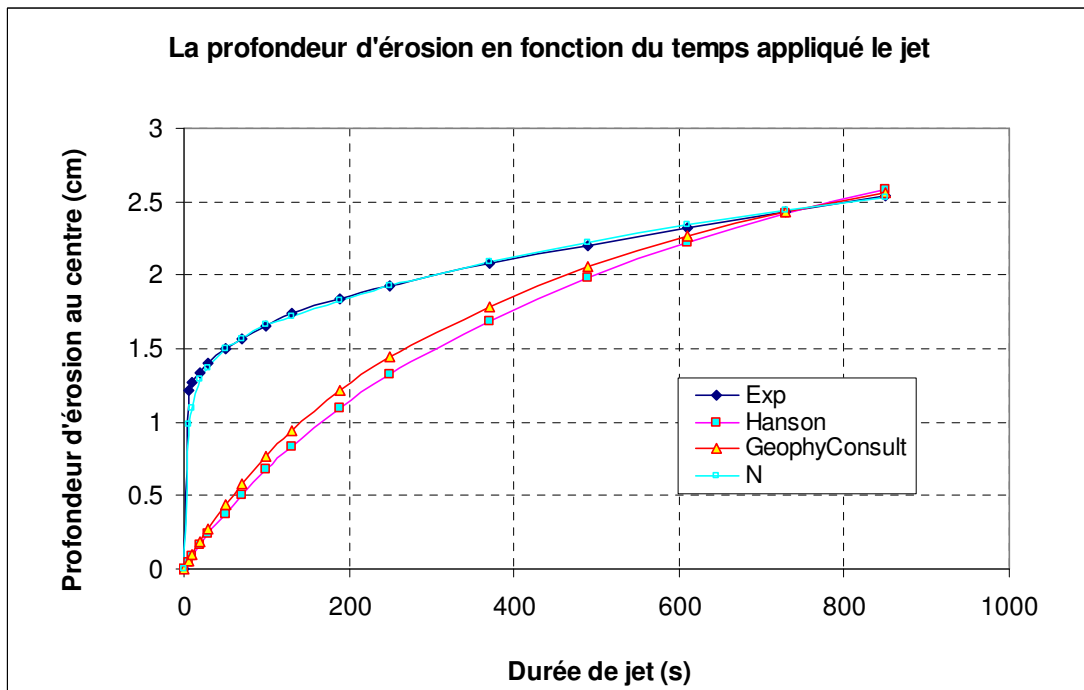


Figure C.64: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.16\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 870\text{min}$ ,  $w=17.78\%$ ;  $\rho_d = 1,733\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.12.28a1-surface inférieure)

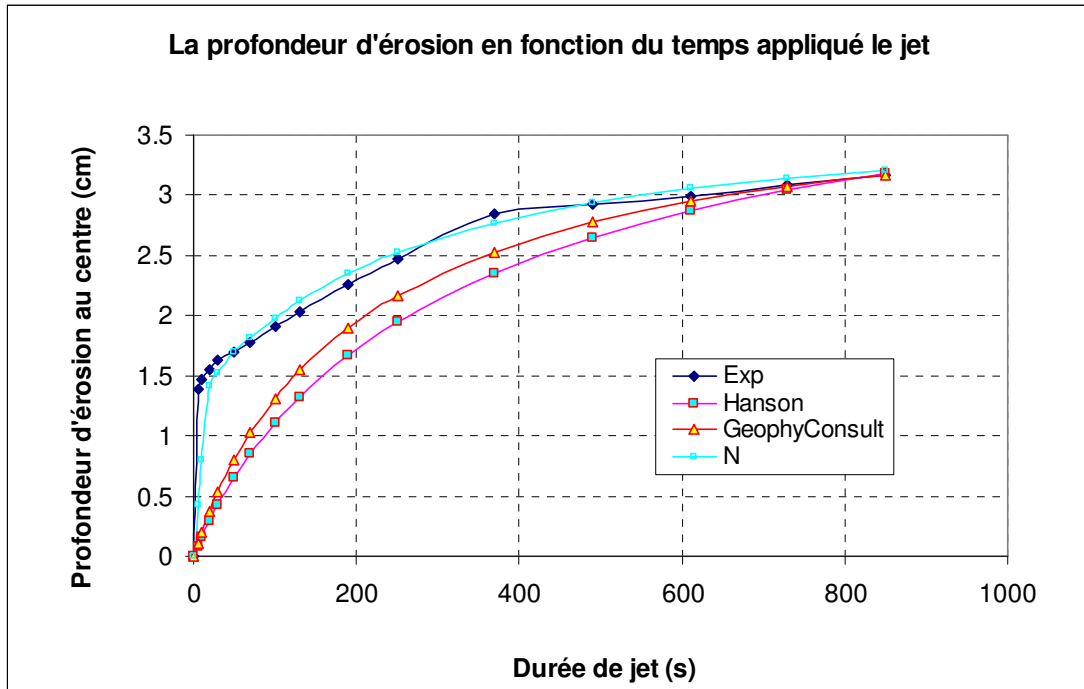


Figure C.65: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 310\text{min}$ ,  $w = 18.06\%$ ;  $\rho_d = 1,715\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.12.28p1-surface supérieure)

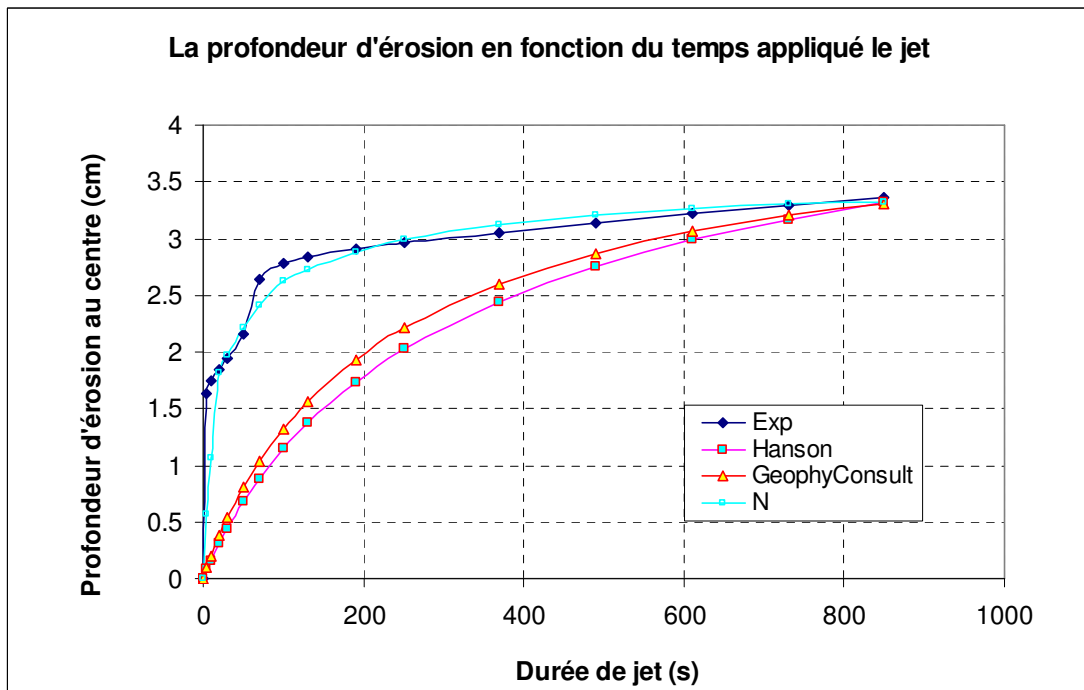


Figure C.66: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 870\text{min}$ ,  $w = 18.22\%$ ;  $\rho_d = 1,717\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.12.29a1-surface supérieure)

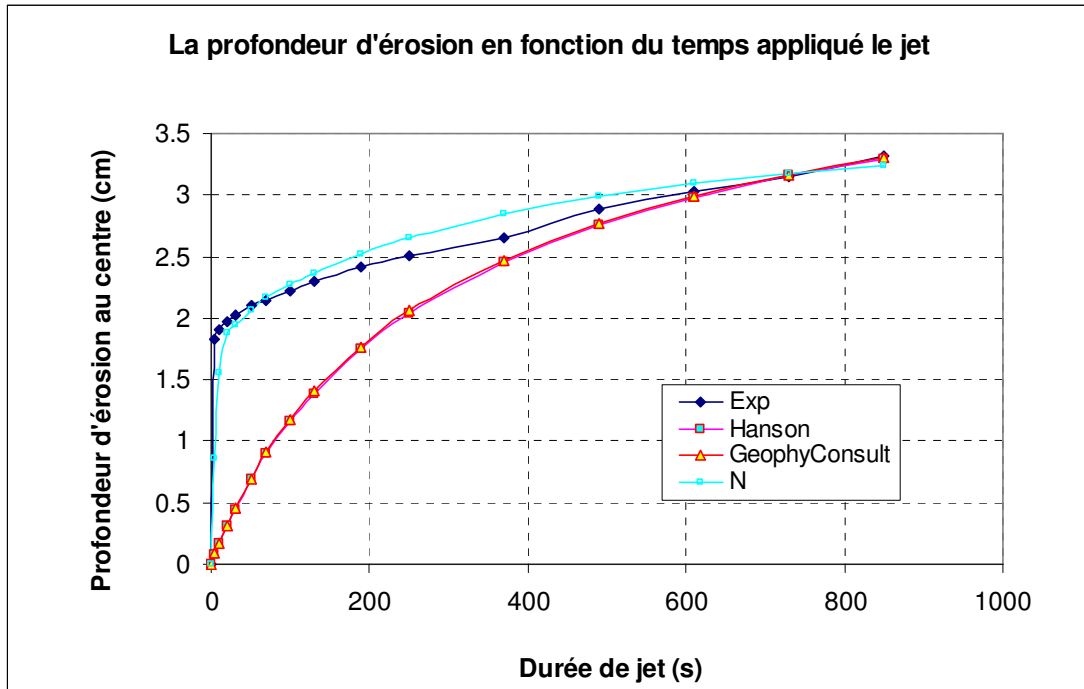


Figure C.67: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.16\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 1450\text{min}$ ,  $w = 18.46\%$ ;  $\rho_d = 1,726\text{g/cm}^3$  (Echantillon 12.12.30a1-surface inférieure)

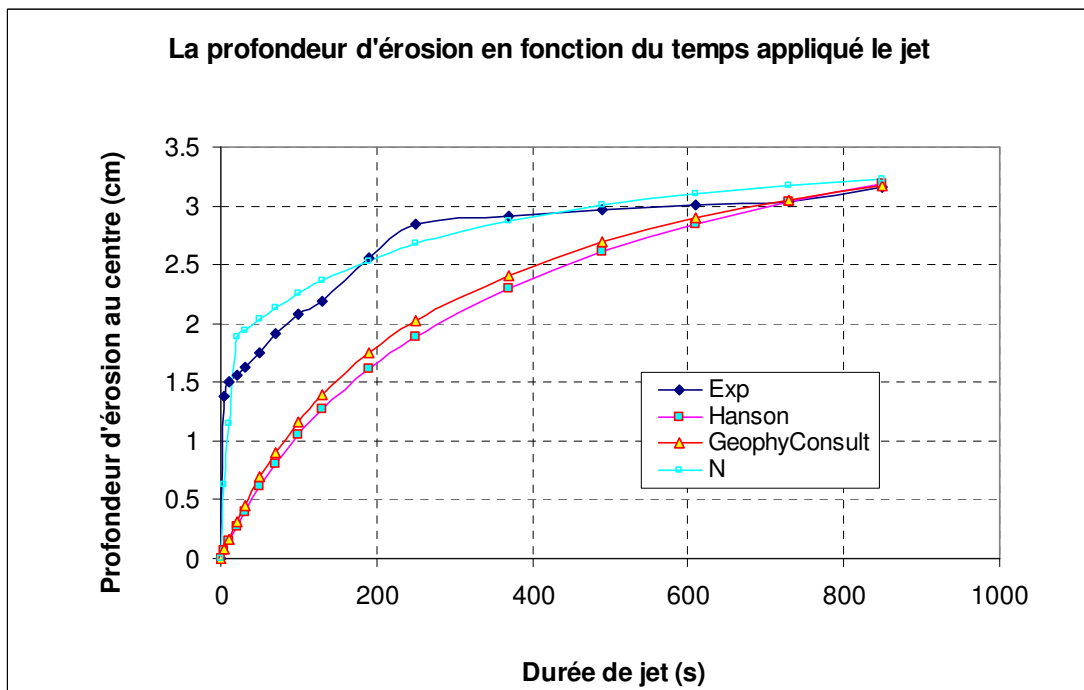


Figure C.68: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 1450\text{min}$ ,  $w = 18.20\%$ ;  $\rho_d = 1,718\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.01.04a1-surface supérieure)

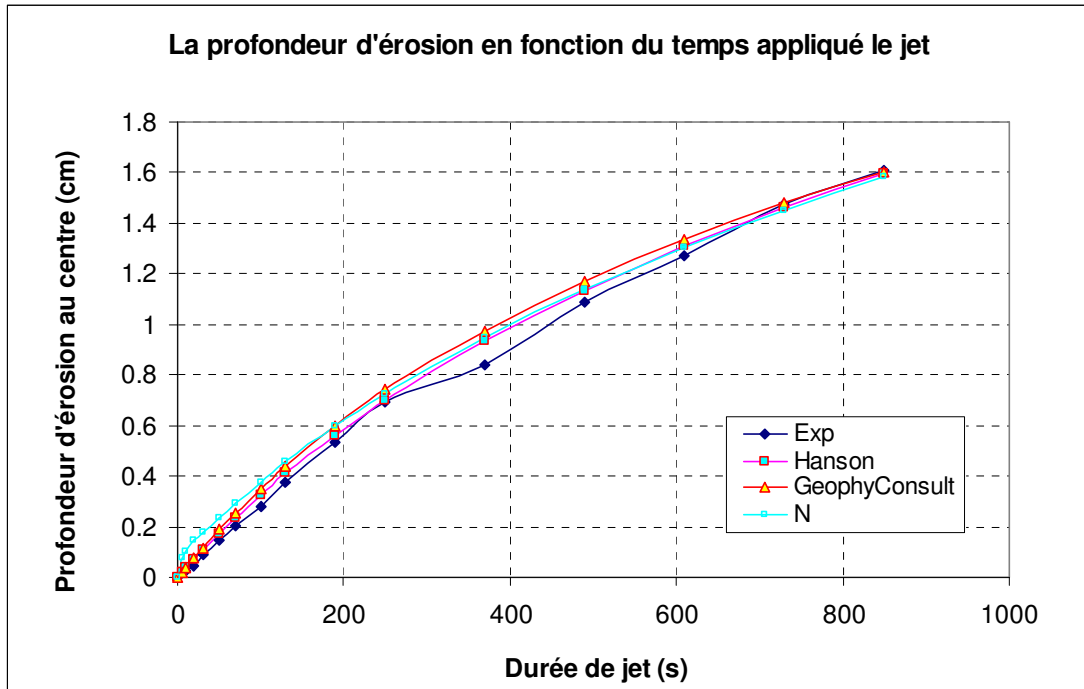


Figure C.68: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 18.20\%$ ;  $\rho_d = 1,72\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.01.04p1-surface inférieure)

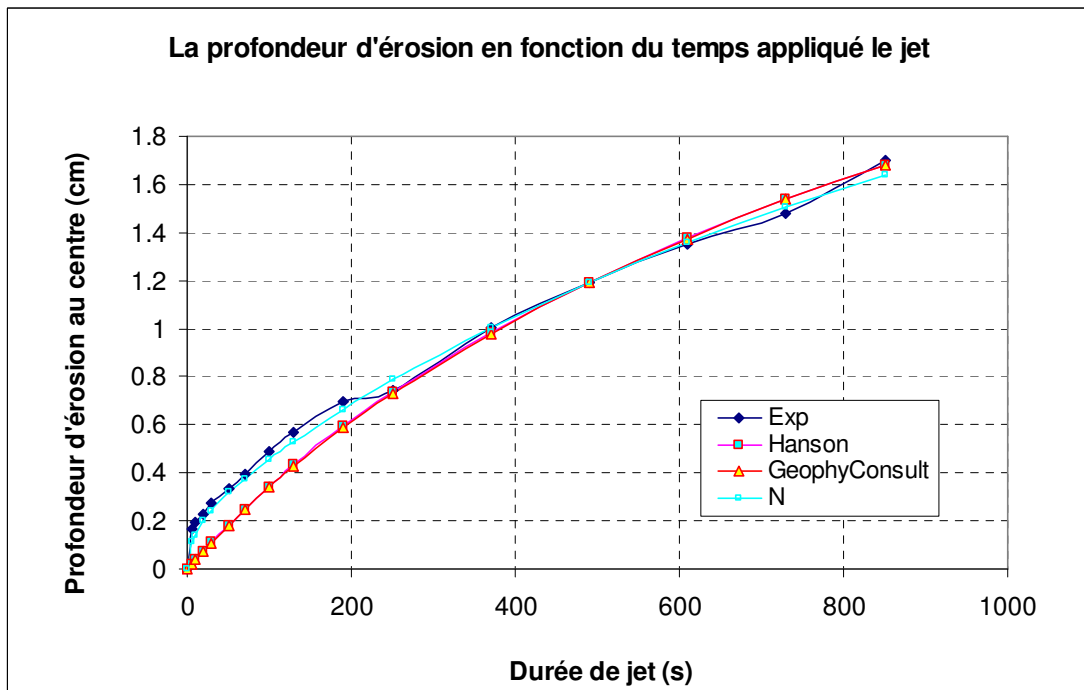


Figure C.69: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$  ;  $h_2 = 10\text{cm}$  ;  $h_3 = 5\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 18.24\%$ ;  $\rho_d = 1,719\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.01.04p2-surface supérieure)



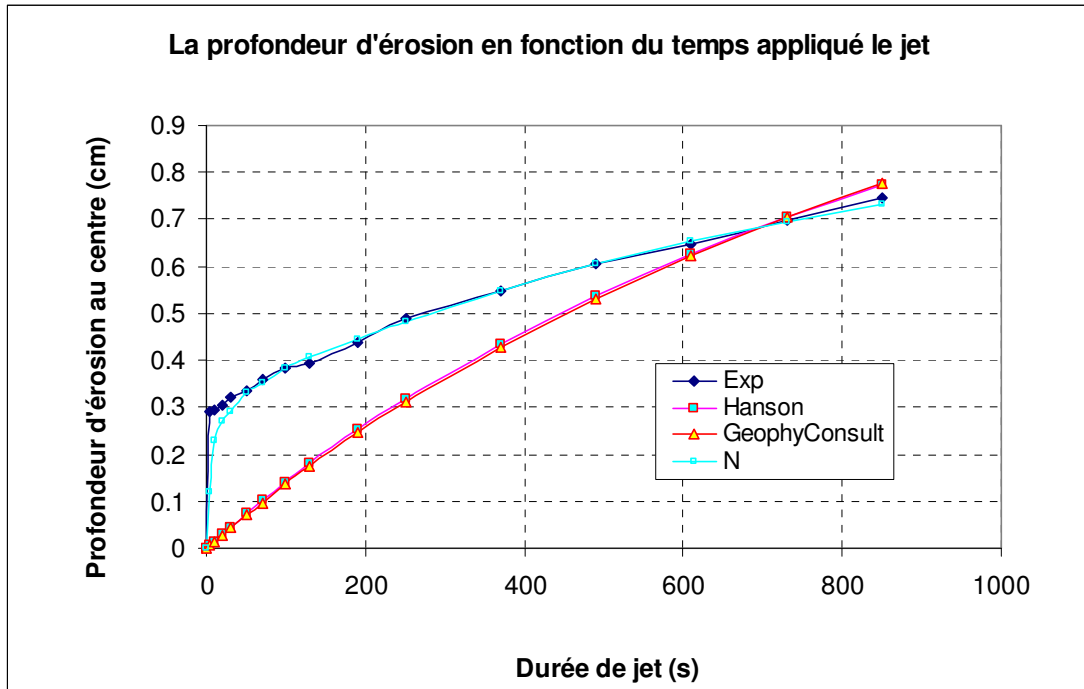


Figure C.70: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 130.59\text{cm}$ ;  $h_2 = 16.65\text{cm}$ ;  $h_3 = 11.35\text{cm}$ ;  $t_{immersion} = 116.17\text{min}$ ;  $w=16.66\%$ ;  $\rho_d = 1,712\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.03.28p2-surface inférieure)

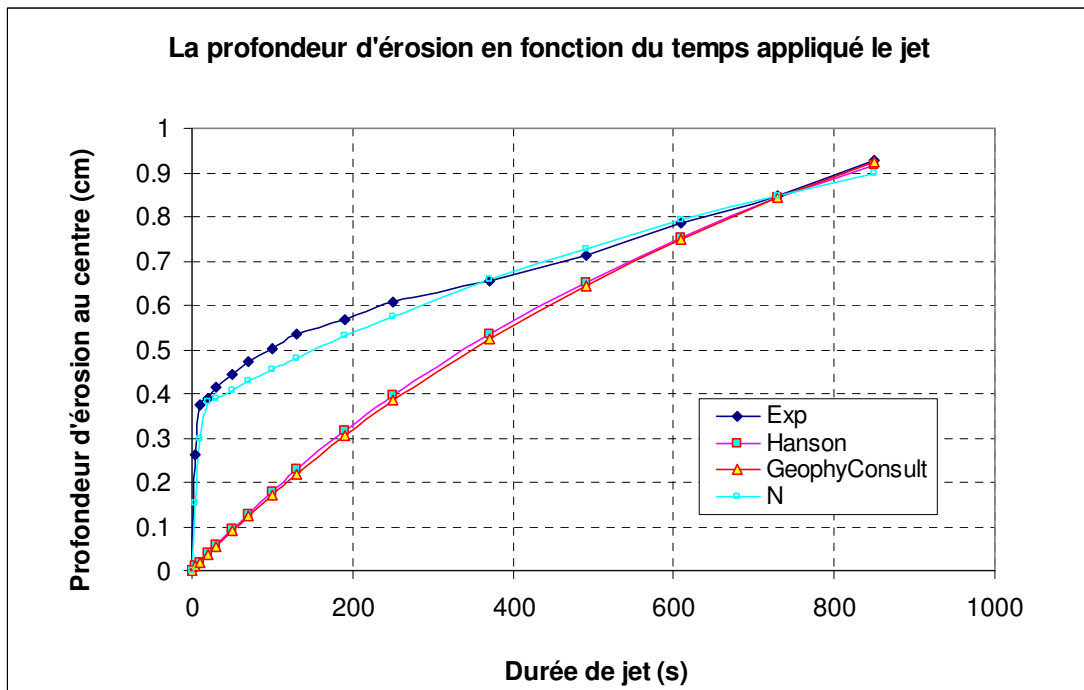


Figure C.71: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 130.59\text{cm}$ ;  $h_2 = 14.71\text{cm}$ ;  $h_3 = 9.51\text{cm}$ ;  $t_{immersion} = 127.17$ ;  $w=16.64\%$ ;  $\rho_d = 1,716\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.03.29p2-surface inférieure)

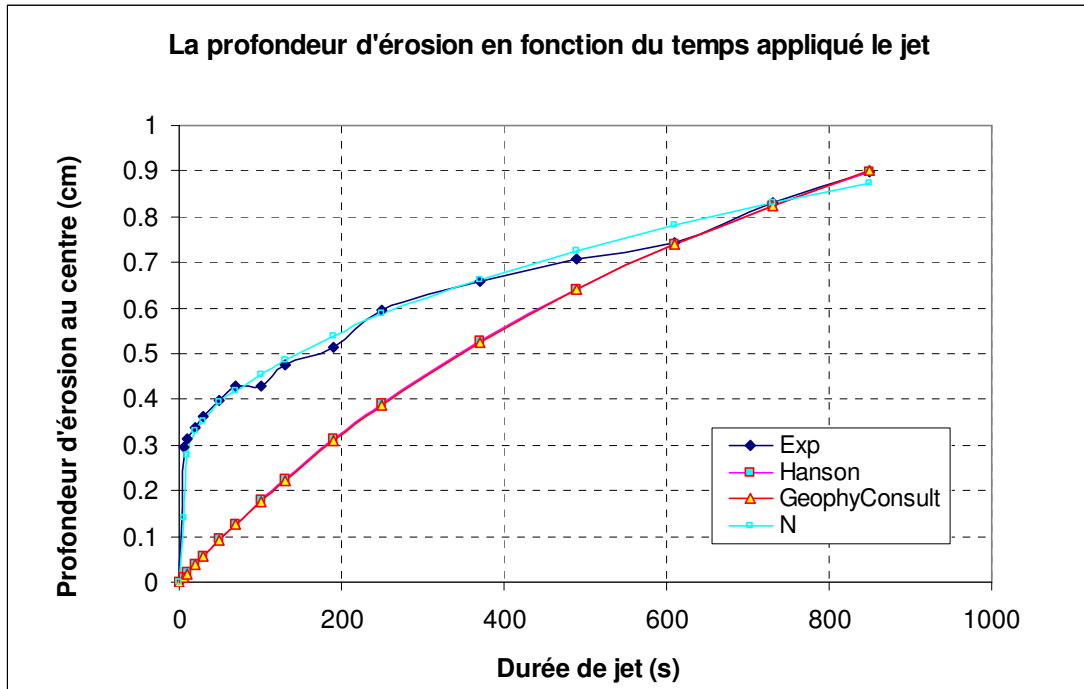


Figure C.72: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 130.23\text{cm}$ ;  $h_2 = 13.39\text{cm}$ ;  $h_3 = 8.09\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 92.17\text{min}$ ,  $w=16.95\%$ ;  $\rho_d = 1,706\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.04.04p2-surface inférieure)

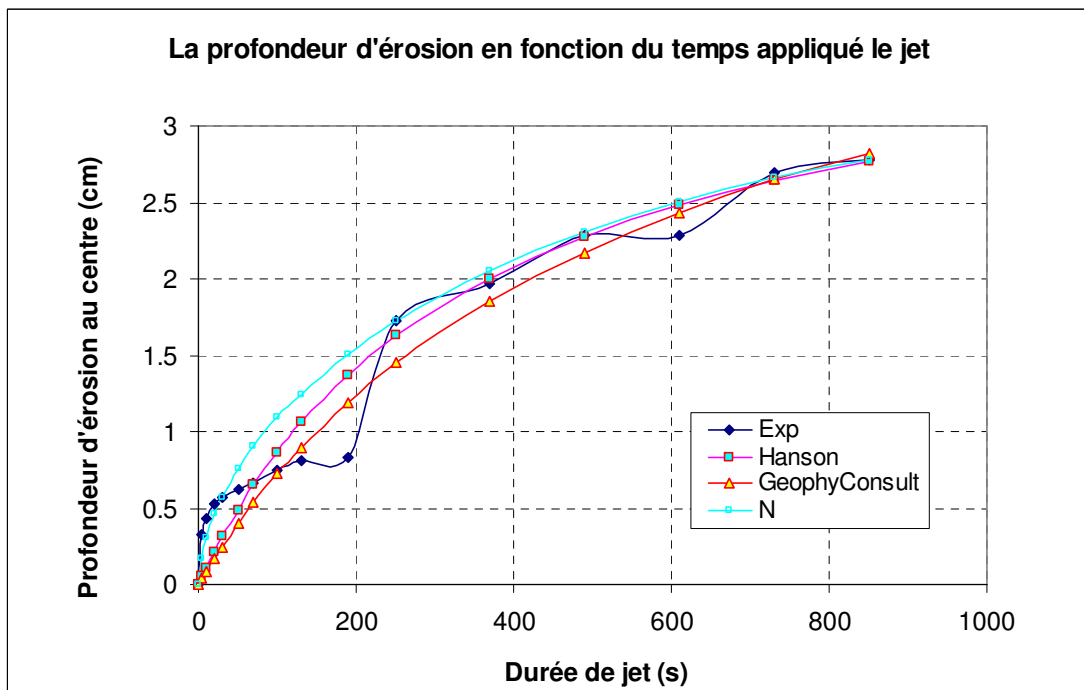


Figure C.73: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 130.59\text{cm}$ ;  $h_2 = 13.59\text{cm}$ ;  $h_3 = 8.29\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 92.17\text{min}$ ,  $w=16.82\%$ ;  $\rho_d = 1,709\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.04.04p4-surface inférieure)

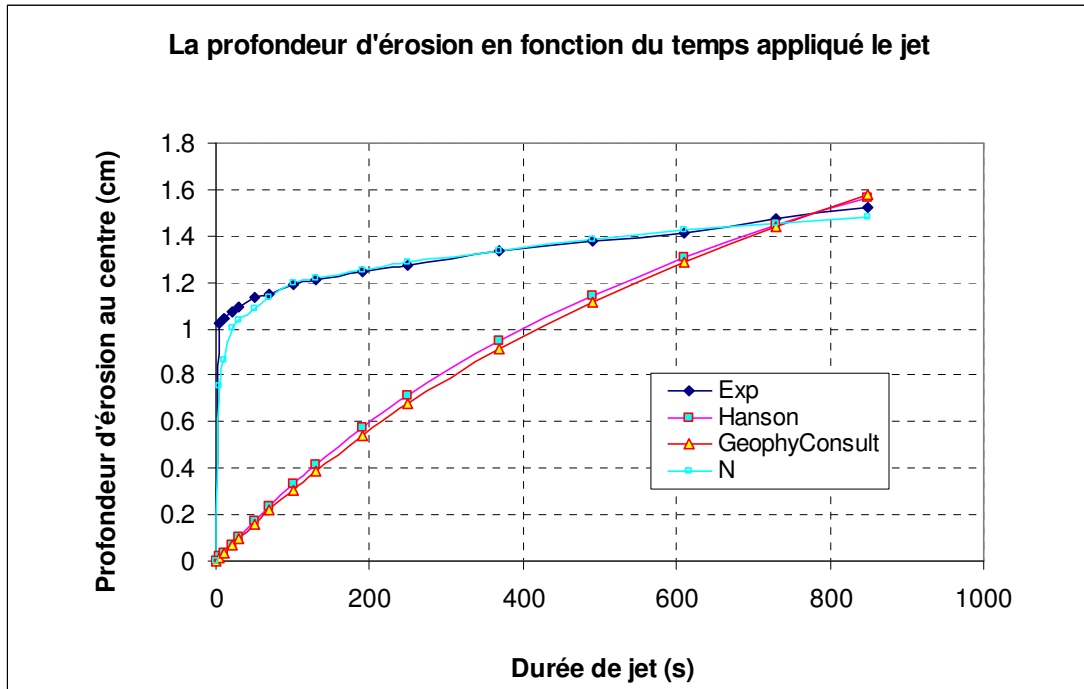


Figure C.74: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$ ;  $h_2 = 16.69\text{cm}$ ;  $h_3 = 11.49\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 91.17\text{min}$ ,  $w=19.5\%$ ;  $\rho_d = 1,687\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.04.16p2-surface inférieure)

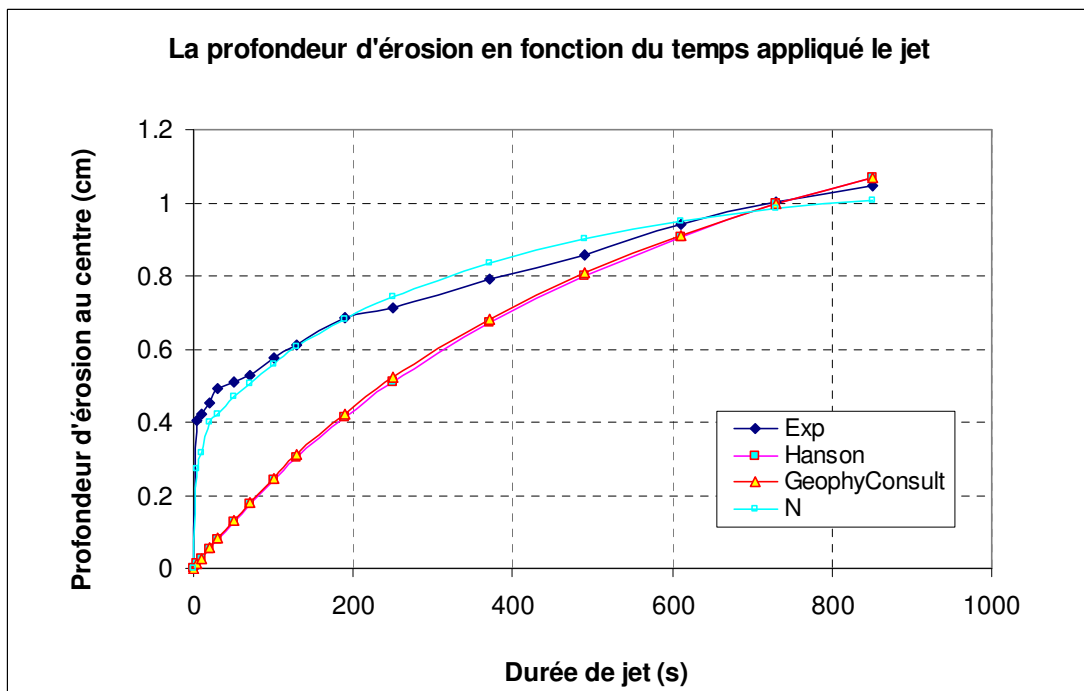


Figure C.75: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 130.59\text{cm}$ ;  $h_2 = 14.78\text{cm}$ ;  $h_3 = 9.58\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 91.17\text{min}$ ,  $w=20.03\%$ ;  $\rho_d = 1,692\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.04.18p2-surface inférieure)

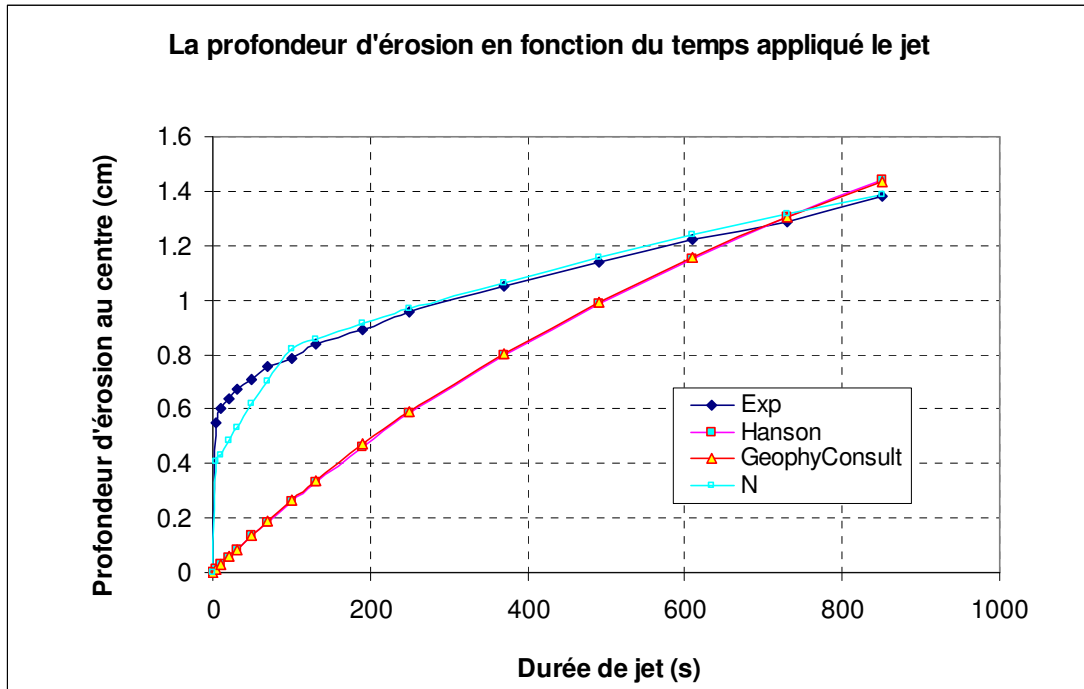


Figure C.76: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$ ;  $h_2 = 12.73\text{cm}$ ;  $h_3 = 7.53\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 91.17\text{min}$ ,  $w=19.67\%$ ;  $\rho_d = 1,696\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.04.19p2-surface inférieure)

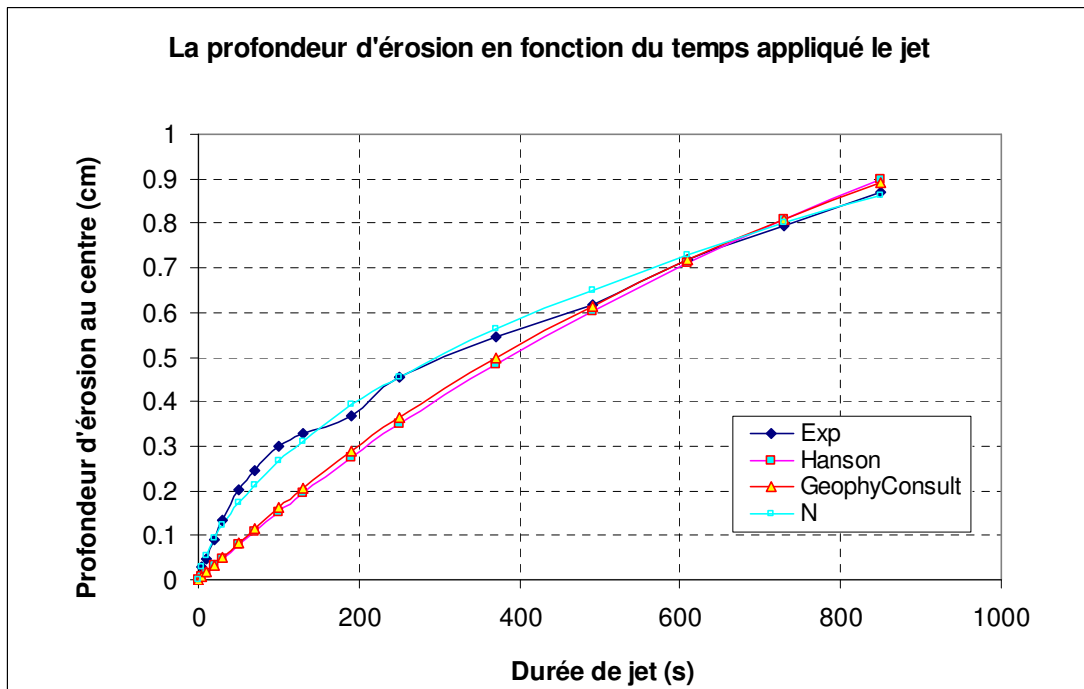


Figure C.77: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 130.58\text{cm}$ ;  $h_2 = 13.31\text{cm}$ ;  $h_3 = 8.11\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 70\text{min}$ ,  $w=19.51\%$ ;  $\rho_d = 1,702\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.04.22p2-surface inférieure)

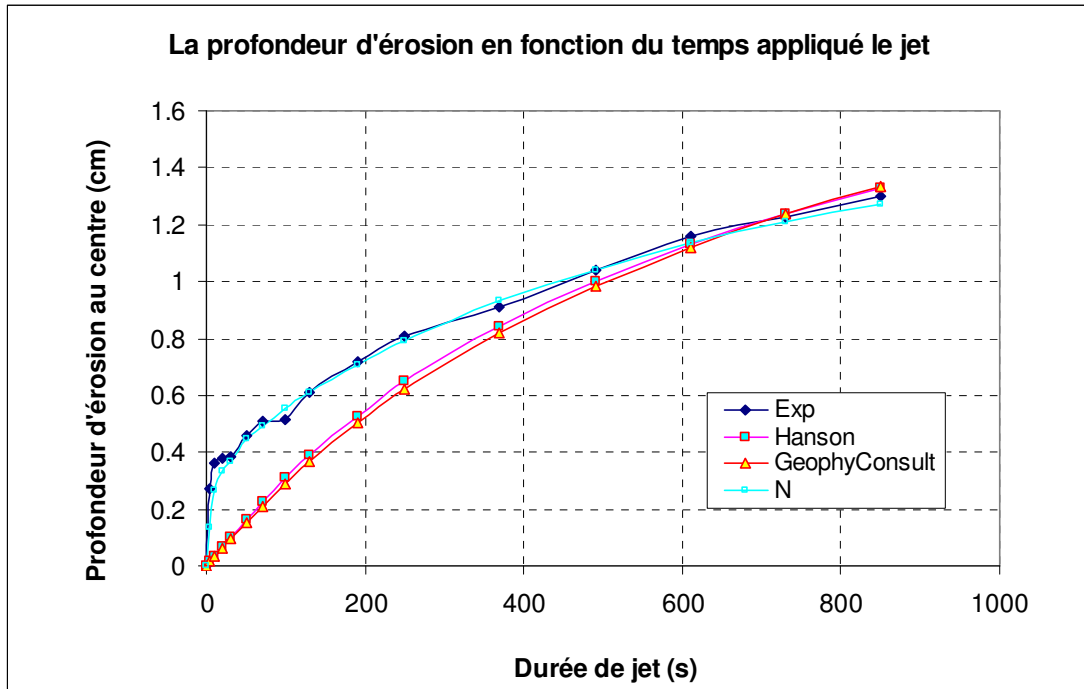


Figure C.78: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.16\text{cm}$ ;  $h_2 = 14.17\text{cm}$ ;  $h_3 = 8.97\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 286.17\text{min}$ ,  $w=19.51\%$ ;  $\rho_d = 1,702\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.04.22p3-surface inférieure)

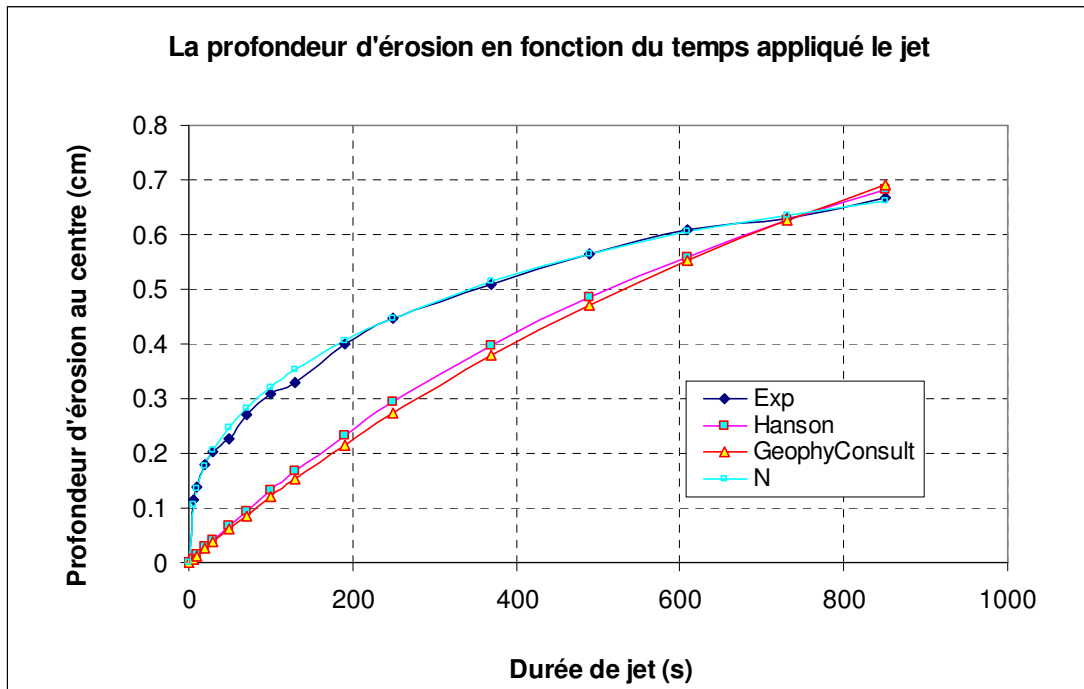


Figure C.79: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$ ;  $h_2 = 16.63\text{cm}$ ;  $h_3 = 11.33\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 91.17\text{min}$ ,  $w=14.07\%$ ;  $\rho_d = 1,707\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.04.23p2-surface inférieure)

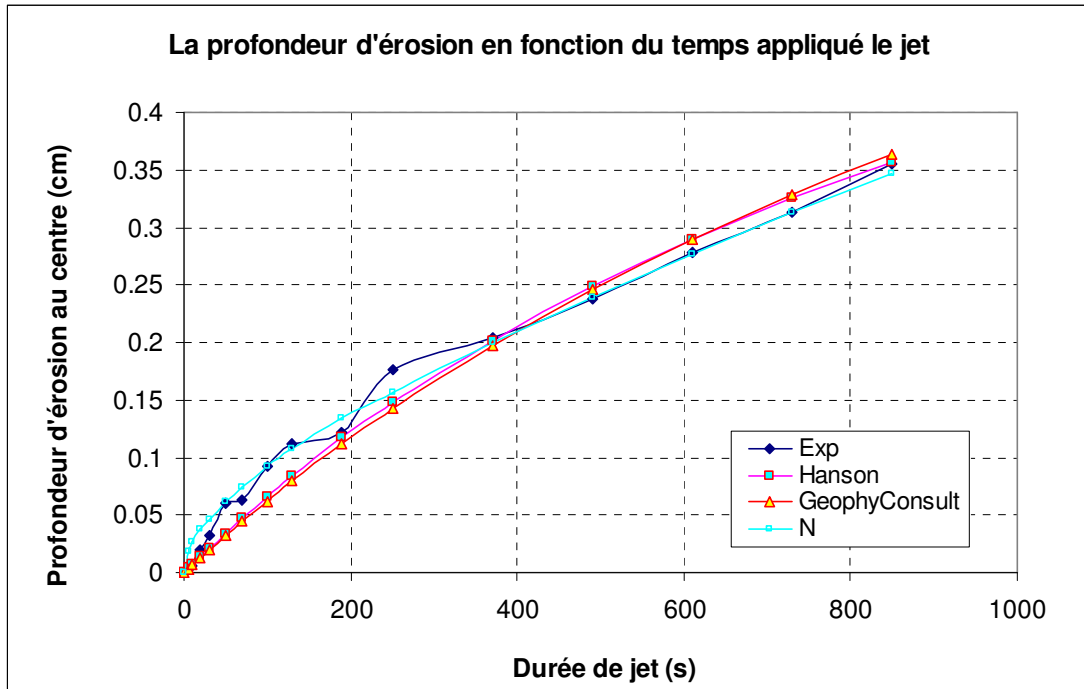


Figure C.80: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$ ;  $h_2 = 17.3\text{cm}$ ;  $h_3 = 12\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 182.33\text{min}$ ,  $w=14.07\%$ ;  $\rho_d = 1,707\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.04.23p3-surface inférieure)

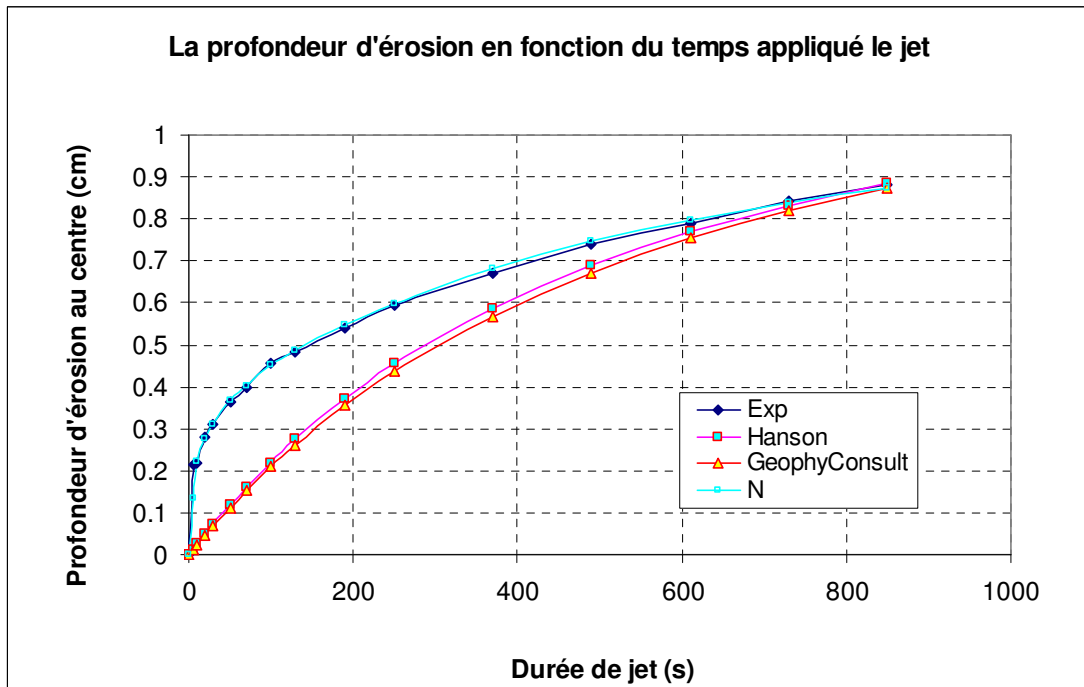


Figure C.81: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$ ;  $h_2 = 14.7\text{cm}$ ;  $h_3 = 9.5\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 91.17\text{min}$ ,  $w=13.97\%$ ;  $\rho_d = 1,711\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.04.24p2-surface inférieure)

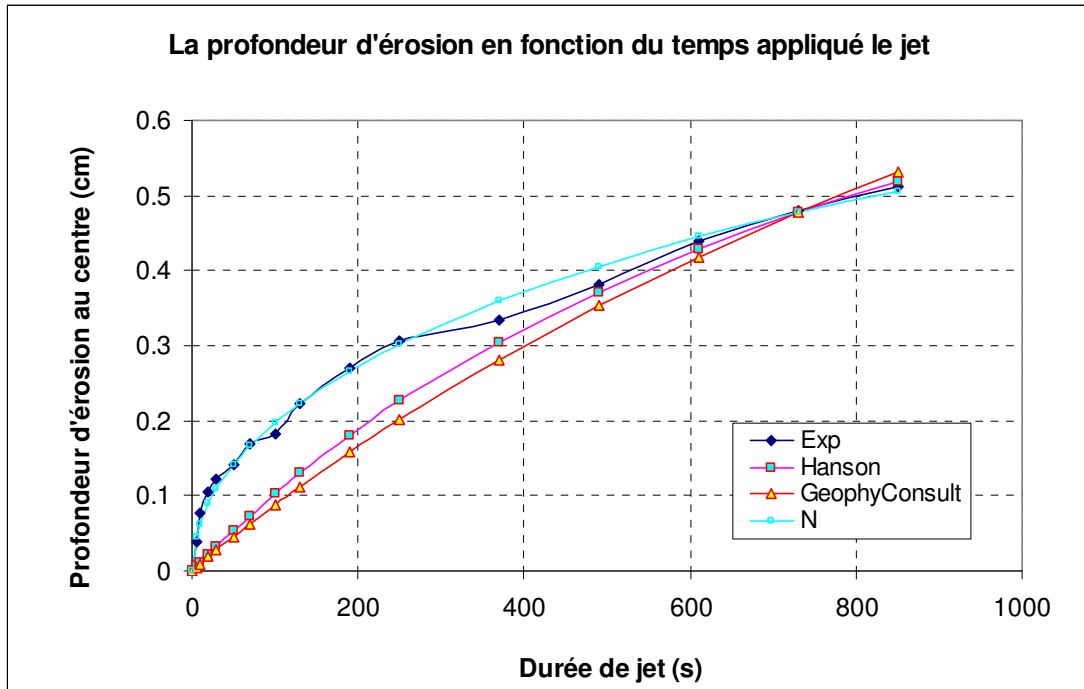


Figure C.82: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$ ;  $h_2 = 15.54\text{cm}$ ;  $h_3 = 10.34\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 182.33\text{min}$ ,  $w=13.97\%$ ;  $\rho_d = 1,711\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.04.24p3-surface inférieure)

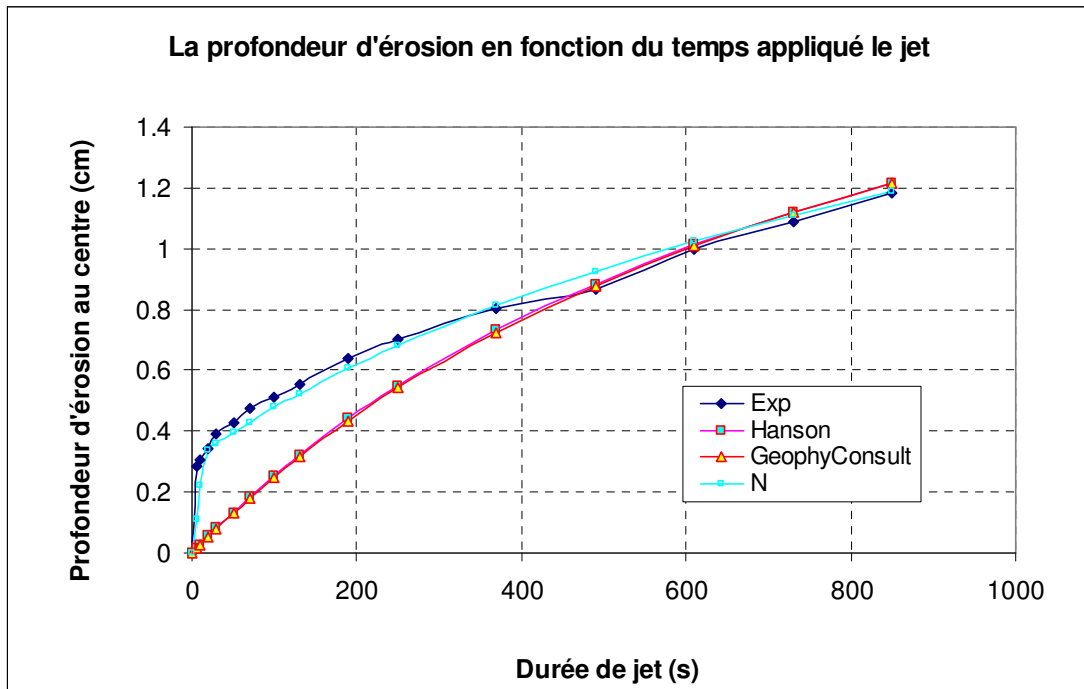


Figure C.83: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$ ;  $h_2 = 13.63\text{cm}$ ;  $h_3 = 8.43\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 91.17\text{min}$ ,  $w=14.04\%$ ;  $\rho_d = 1,707\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.04.25p2-surface inférieure)

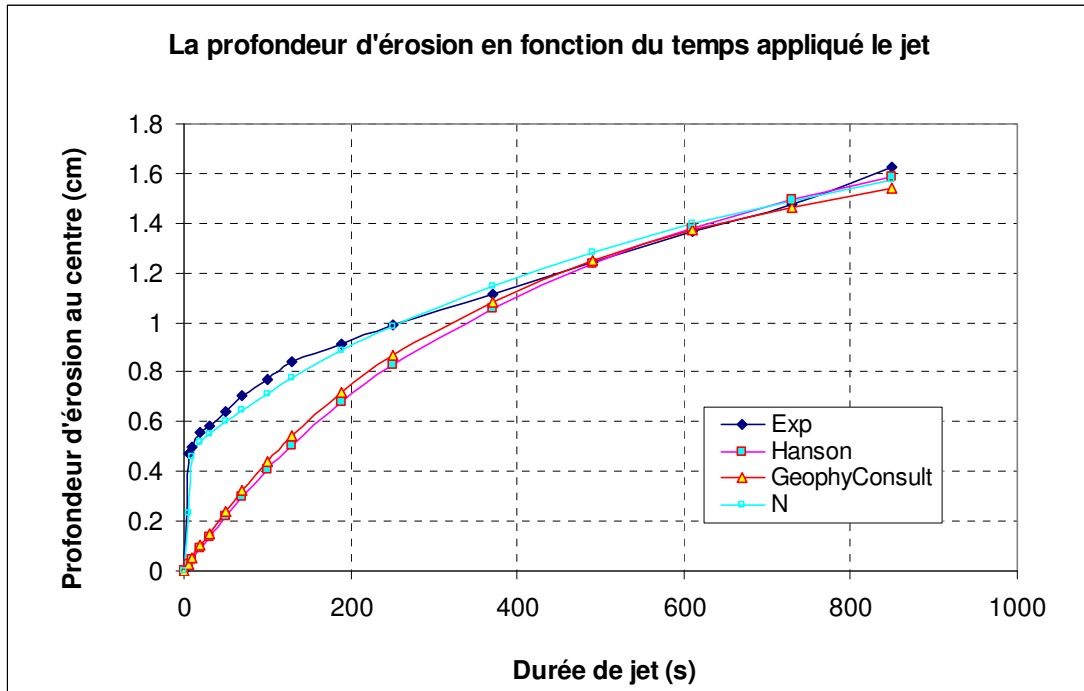


Figure C.84: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$ ;  $h_2 = 14.42\text{cm}$ ;  $h_3 = 9.22\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 99\text{min}$ ,  $w=14.03\%$ ;  $\rho_d = 1,707\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.04.26p2-surface inférieure)

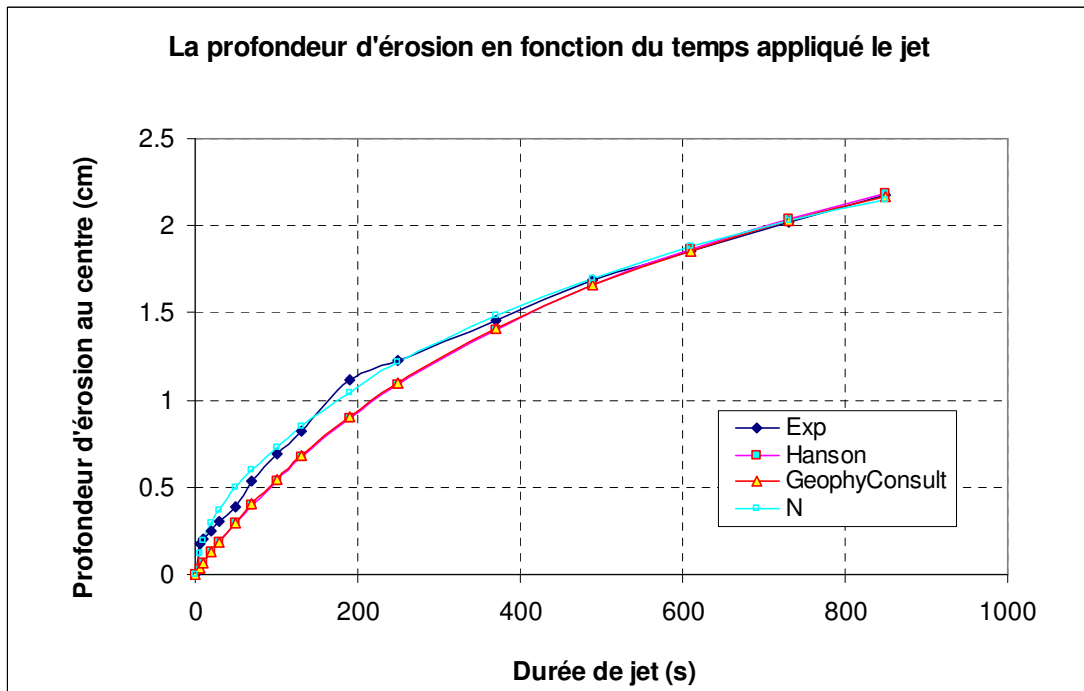


Figure C.85: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 130.59\text{cm}$ ;  $h_2 = 13.9\text{cm}$ ;  $h_3 = 5.9\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w=16.86\%$ ;  $\rho_d = 1,706\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.05.24p1-surface inférieure)



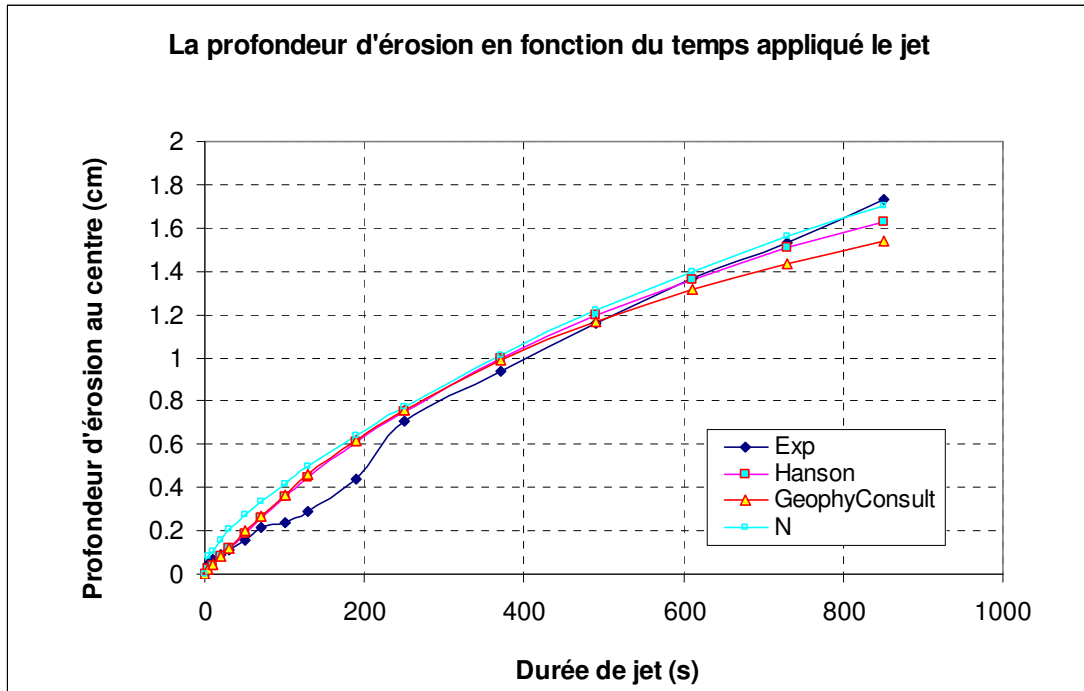


Figure C.86: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$ ;  $h_2 = 13.9\text{cm}$ ;  $h_3 = 7.7\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w=16.76\%$ ;  $\rho_d = 1,707\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.05.25p1-surface inférieure)

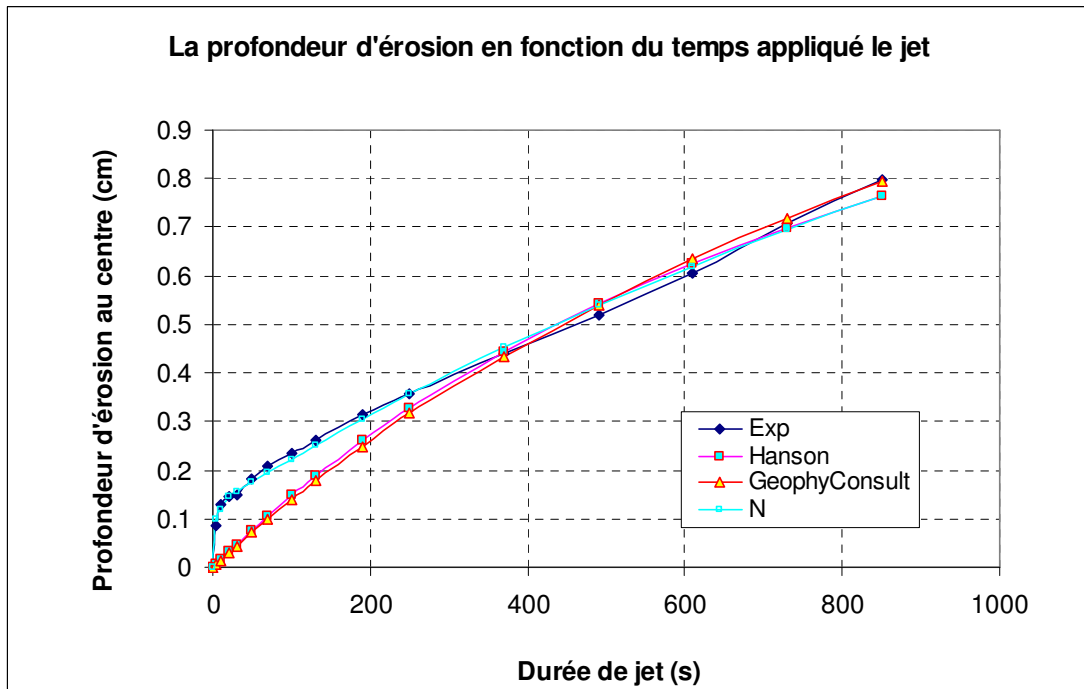


Figure C.87: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 130.59\text{cm}$ ;  $h_2 = 15.65\text{cm}$ ;  $h_3 = 9.45\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 34.167\text{min}$ ,  $w=16.76\%$ ;  $\rho_d = 1,707\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.05.25p2-surface inférieure)

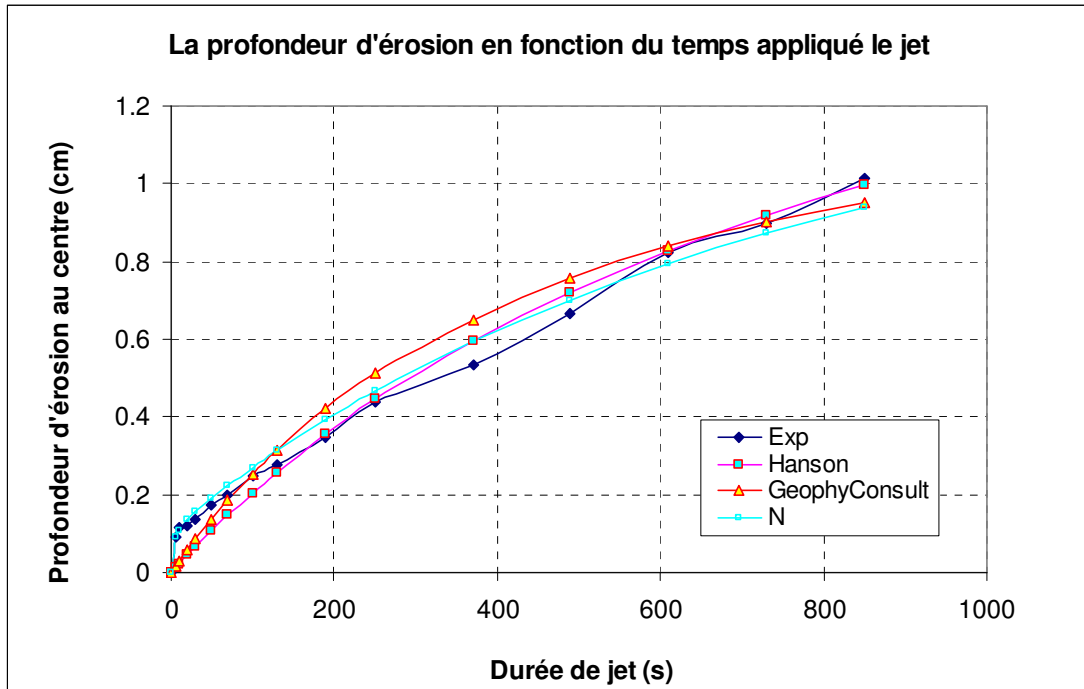


Figure C.88: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 130.59\text{cm}$ ;  $h_2 = 15.74\text{cm}$ ;  $h_3 = 8.84\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 25.17\text{min}$ ,  $w = 16.91\%$ ;  $\rho_d = 1,703\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.05.27p2-surface inférieure)

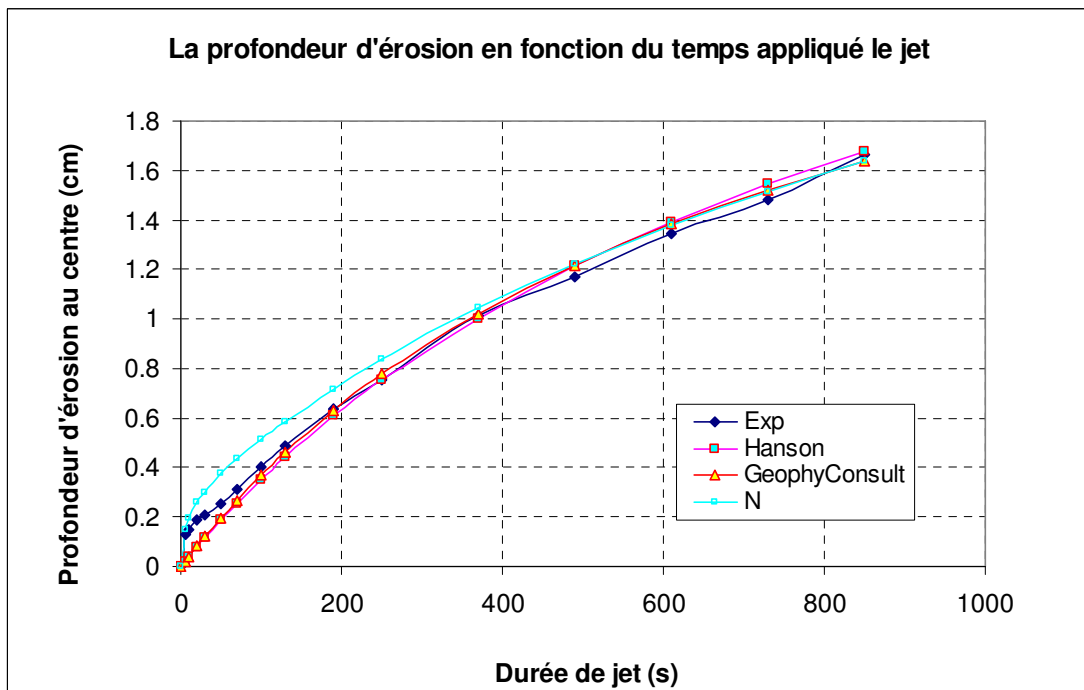


Figure C.89: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 131.3\text{cm}$ ;  $h_2 = 13.9\text{cm}$ ;  $h_3 = 7.0\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 16.94\%$ ;  $\rho_d = 1,702\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.05.27p3-surface inférieure)

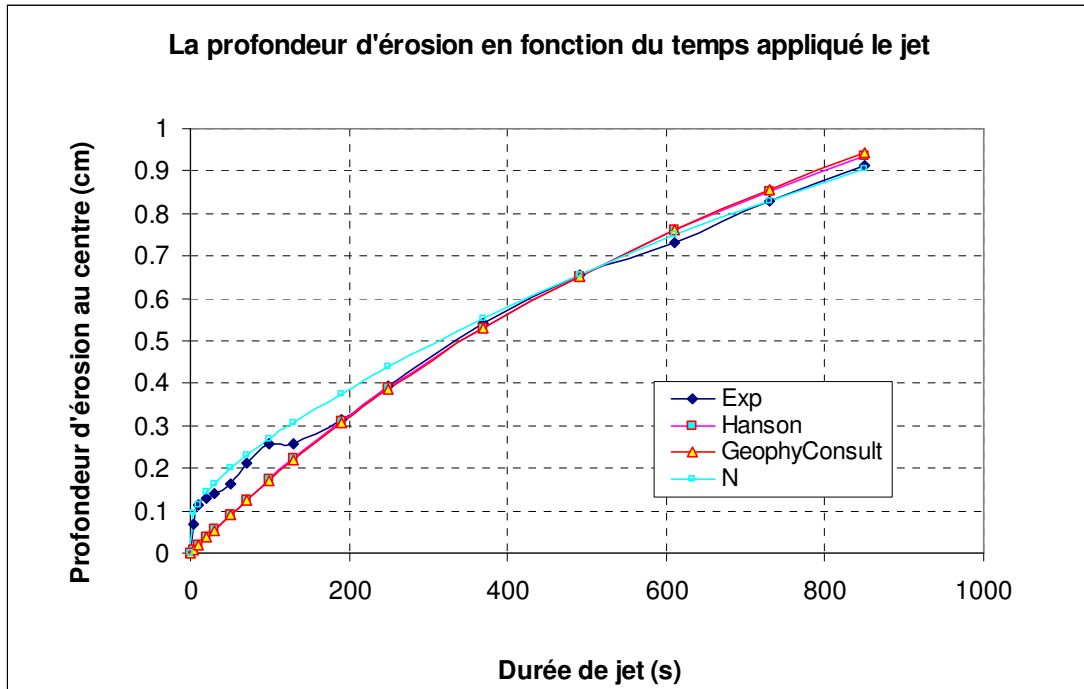


Figure C.90: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 131.3\text{cm}$ ;  $h_2 = 15.59\text{cm}$ ;  $h_3 = 8.69\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 34.17\text{min}$ ,  $w = 16.94\%$ ;  $\rho_d = 1,702\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.05.27p4-surface inférieure)

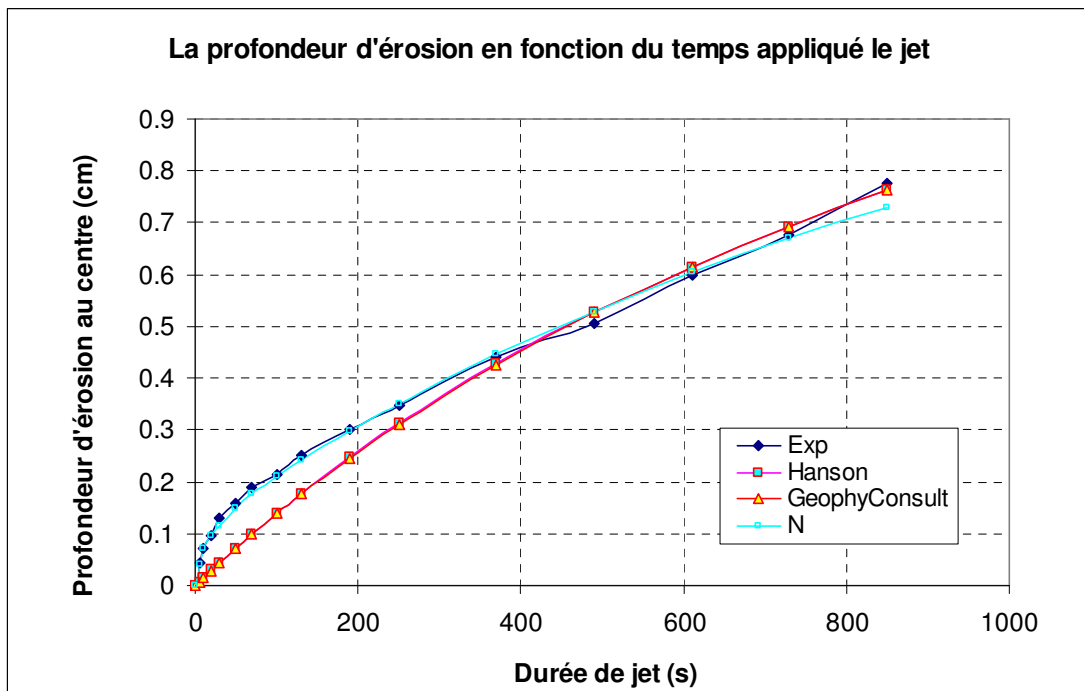


Figure C.91: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 82.57\text{cm}$ ;  $h_2 = 11.61\text{cm}$ ;  $h_3 = 6.91\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 16.70\%$ ;  $\rho_d = 1,708\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.06.06p2-surface inférieure)

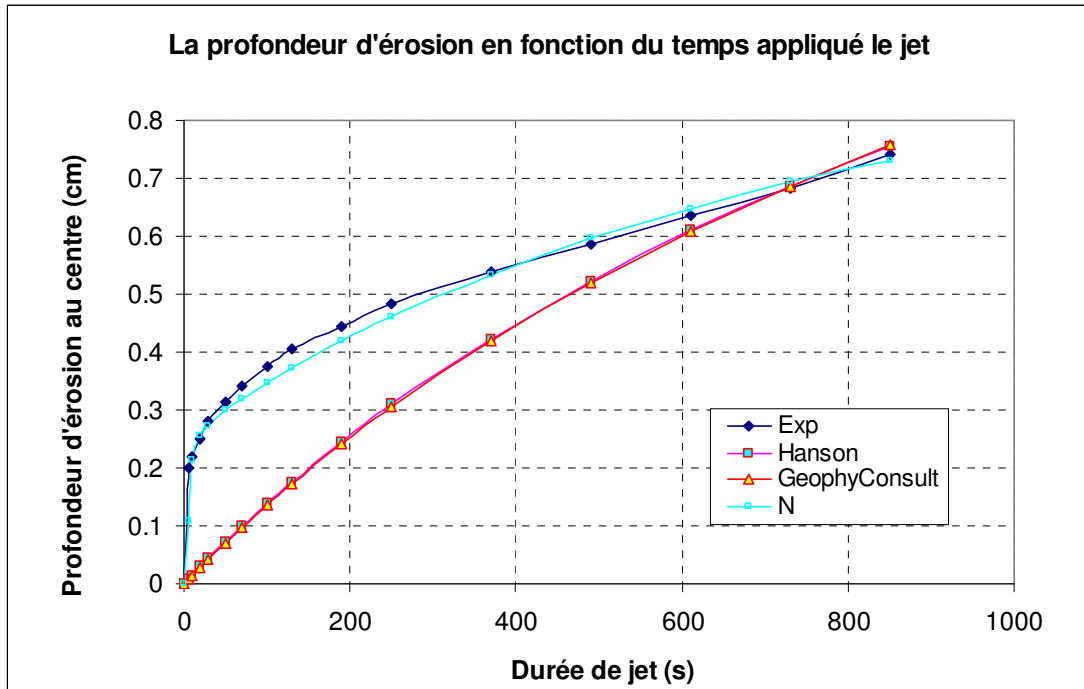


Figure C.92: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 81.85\text{cm}$ ;  $h_2 = 10.92\text{cm}$ ;  $h_3 = 6.22\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 17.09\%$ ;  $\rho_d = 1,747\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.06.07a2-surface inférieure)

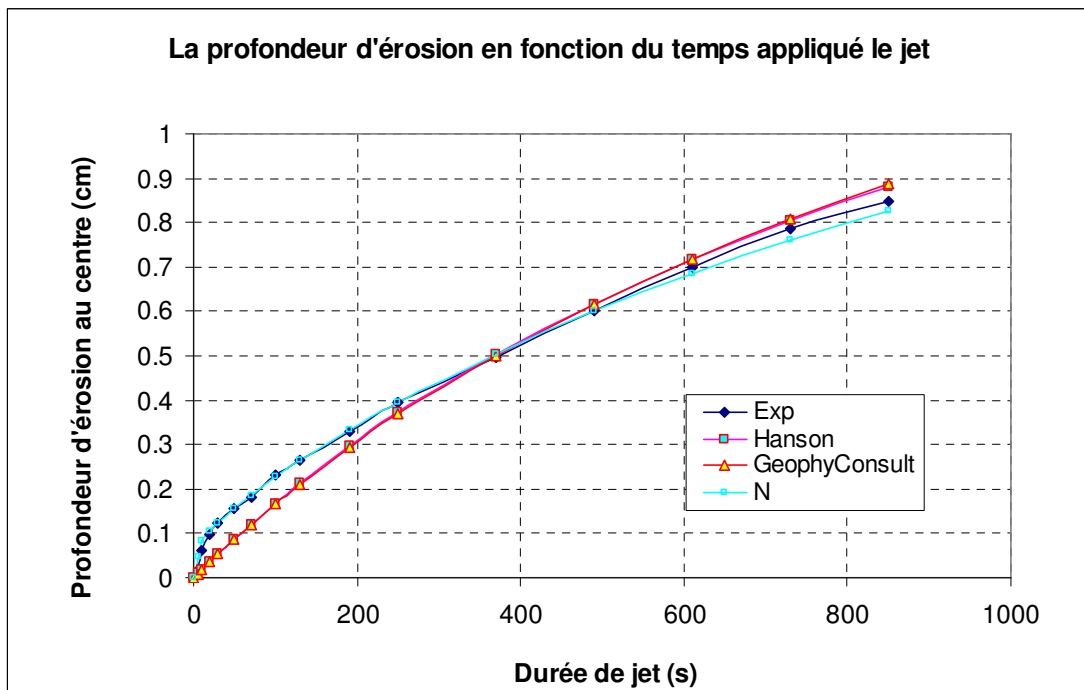


Figure C.93: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 81.85\text{cm}$ ;  $h_2 = 11.67\text{cm}$ ;  $h_3 = 6.97\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 160\text{min}$ ,  $w = 17.09\%$ ;  $\rho_d = 1,747\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.06.07p1-surface inférieure)

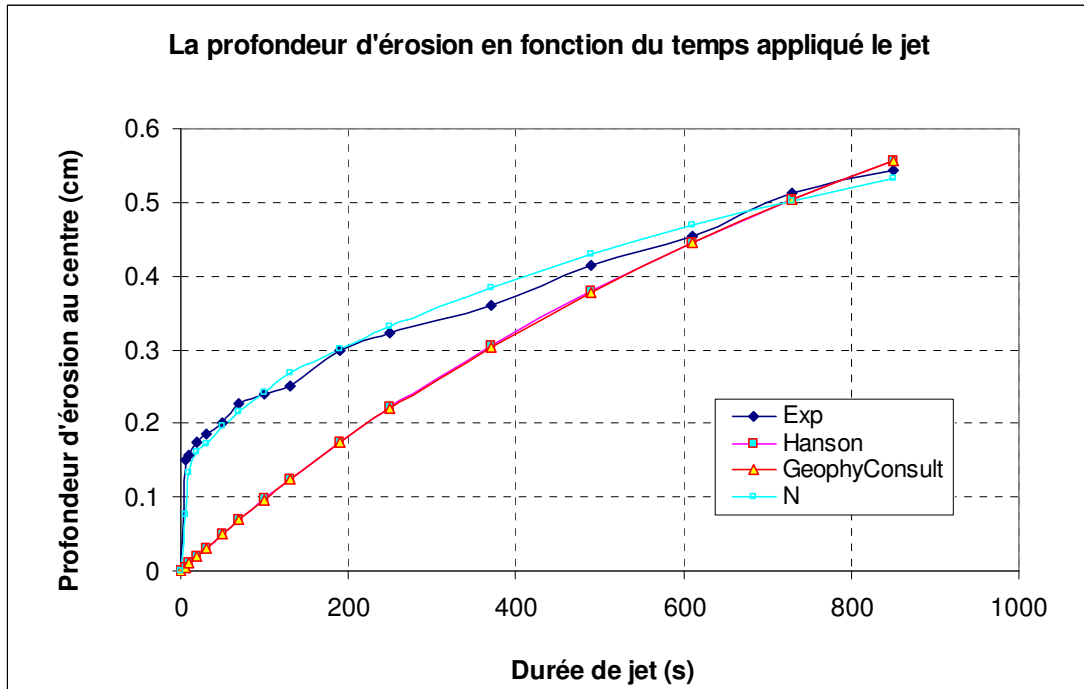


Figure C.94: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 81.85\text{cm}$ ;  $h_2 = 12.59\text{cm}$ ;  $h_3 = 7.89\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 170\text{min}$ ,  $w = 17.09\%$ ;  $\rho_d = 1,747\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.06.07p2-surface inférieure)

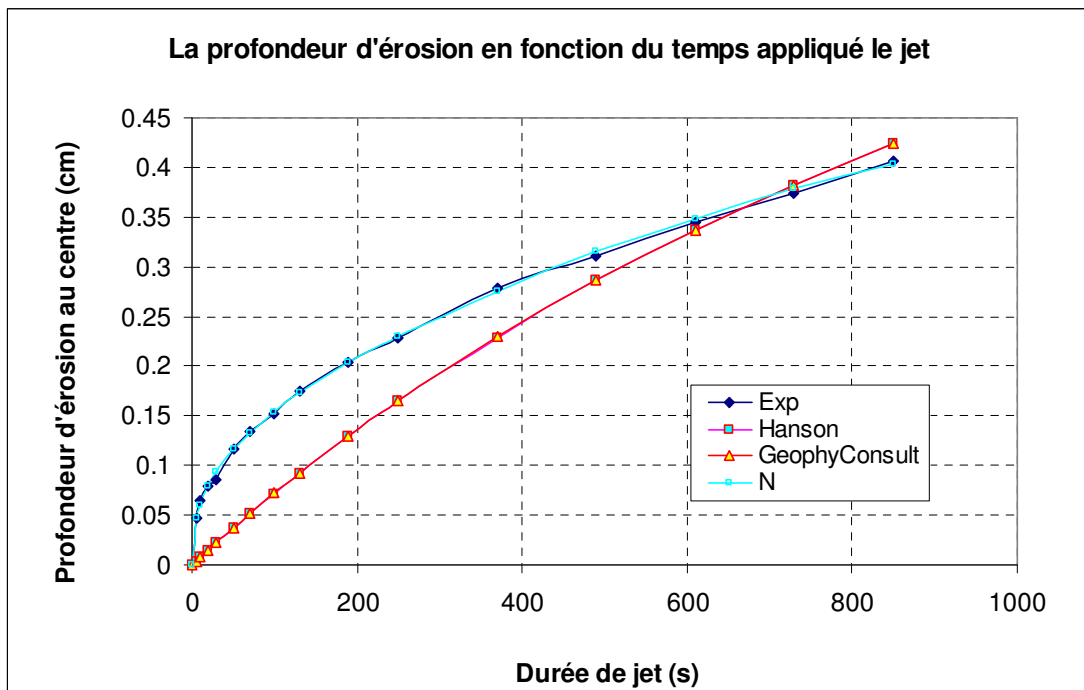


Figure C.95: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 81.85\text{cm}$ ;  $h_2 = 13.11\text{cm}$ ;  $h_3 = 8.41\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 180\text{min}$ ,  $w = 17.09\%$ ;  $\rho_d = 1,747\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.06.07p3-surface inférieure)

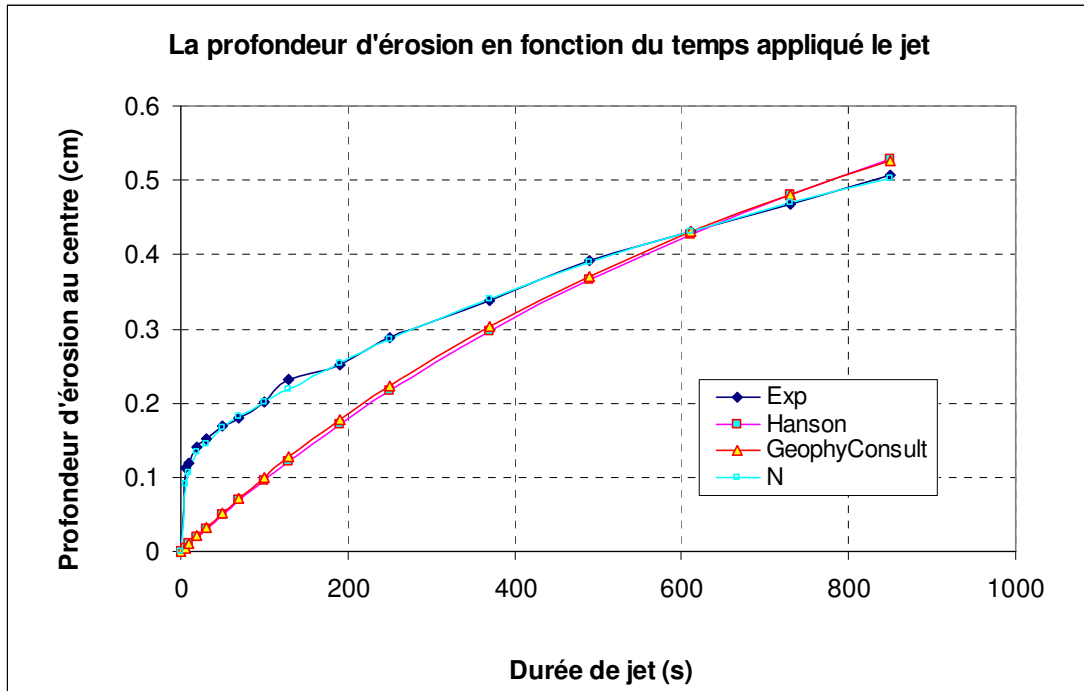


Figure C.96: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 81.85\text{cm}$ ;  $h_2 = 13.25\text{cm}$ ;  $h_3 = 8.55\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 190\text{min}$ ,  $w = 17.09\%$ ;  $\rho_d = 1,747\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.06.07p4-surface inférieure)

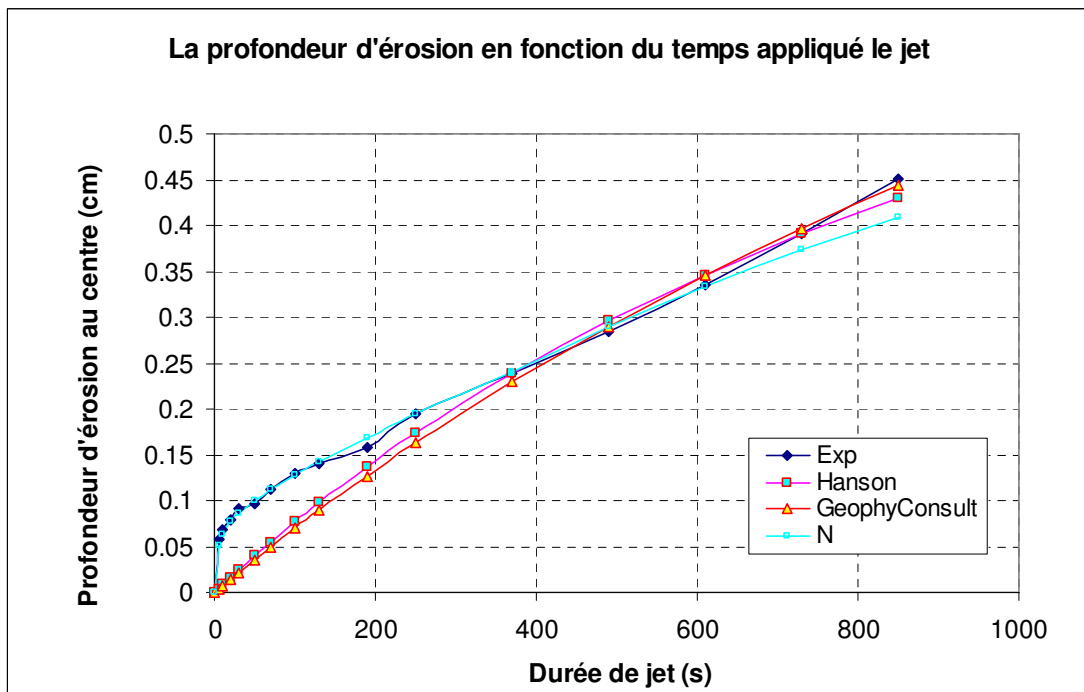


Figure C.97: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 82.57\text{cm}$ ;  $h_2 = 13.72\text{cm}$ ;  $h_3 = 9.02\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 200\text{min}$ ,  $w = 17.09\%$ ;  $\rho_d = 1,747\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.06.07p5-surface inférieure)

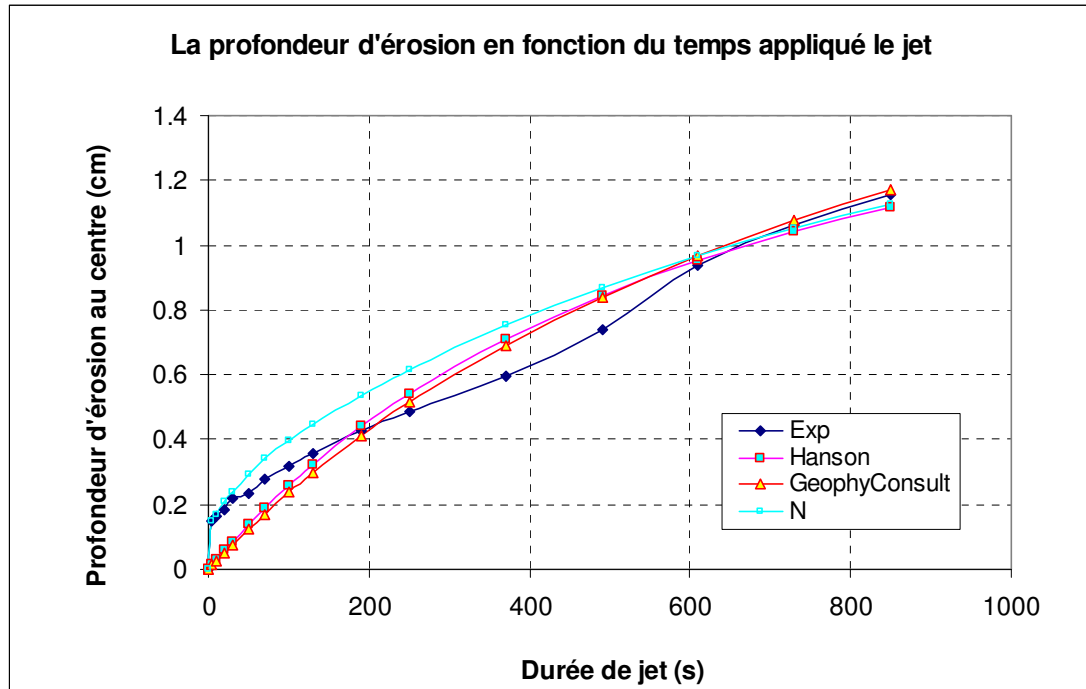


Figure C.98: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 82.57\text{cm}$ ;  $h_2 = 11.73\text{cm}$ ;  $h_3 = 7.03\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 17.84\%$ ;  $\rho_d = 1,706\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.06.11p2-surface inférieure)

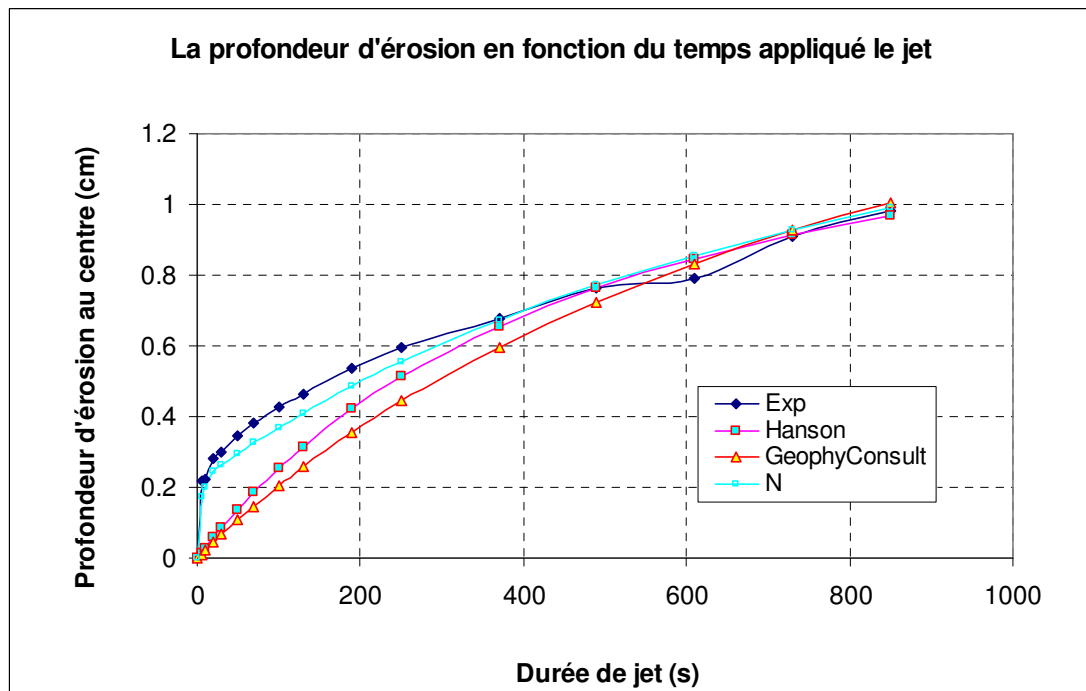


Figure C.99: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 82.57\text{cm}$ ;  $h_2 = 9.9\text{cm}$ ;  $h_3 = 5.2\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 20.52\%$ ;  $\rho_d = 1,691\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.06.12p2-surface inférieure)

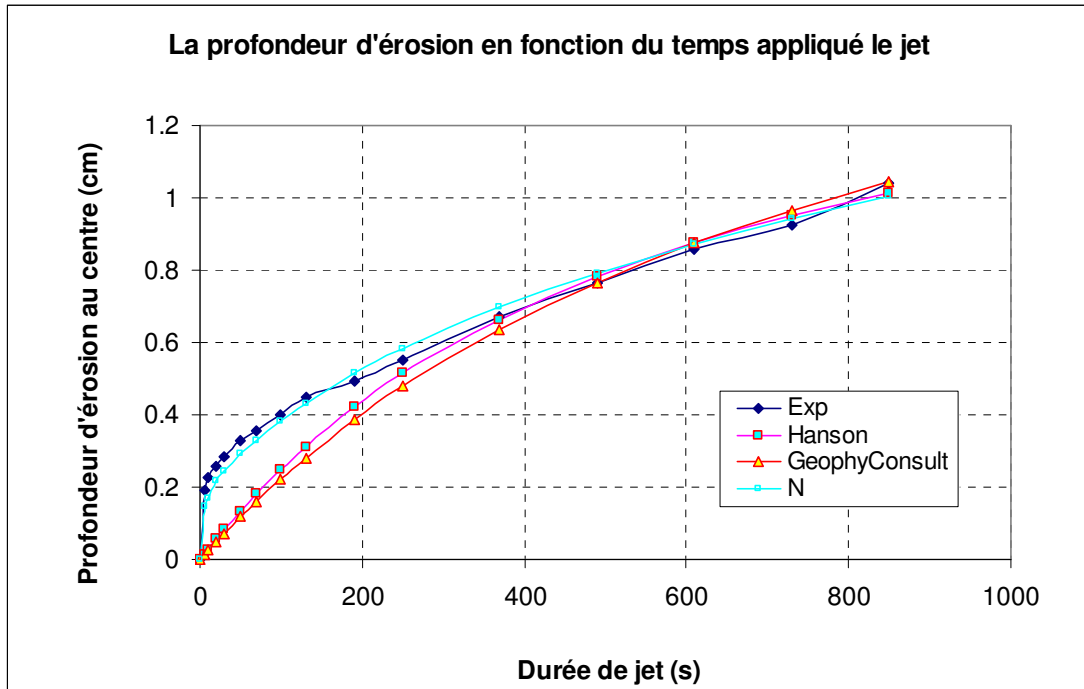


Figure C.100: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 83.29\text{cm}$ ;  $h_2 = 12.25\text{cm}$ ;  $h_3 = 7.55\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 17.26\%$ ;  $\rho_d = 1,698\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.07.04p1-surface inférieure)

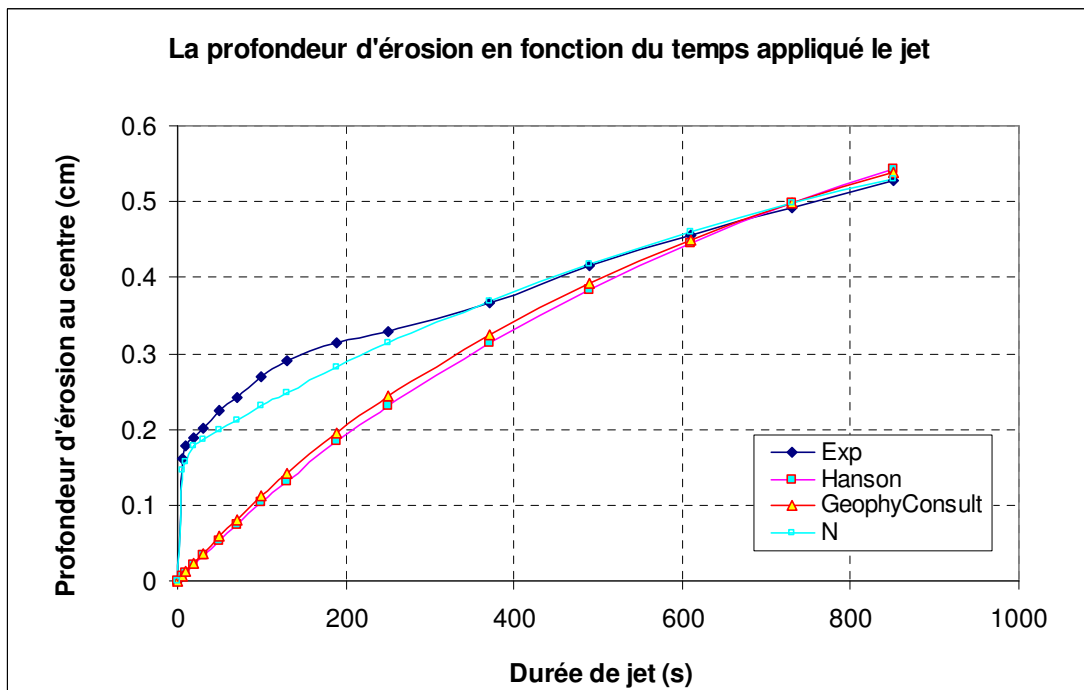


Figure C.101: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 83.29\text{cm}$ ;  $h_2 = 13.33\text{cm}$ ;  $h_3 = 8.63\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 20\text{min}$ ,  $w = 17.26\%$ ;  $\rho_d = 1,698\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.07.04p2-surface inférieure)



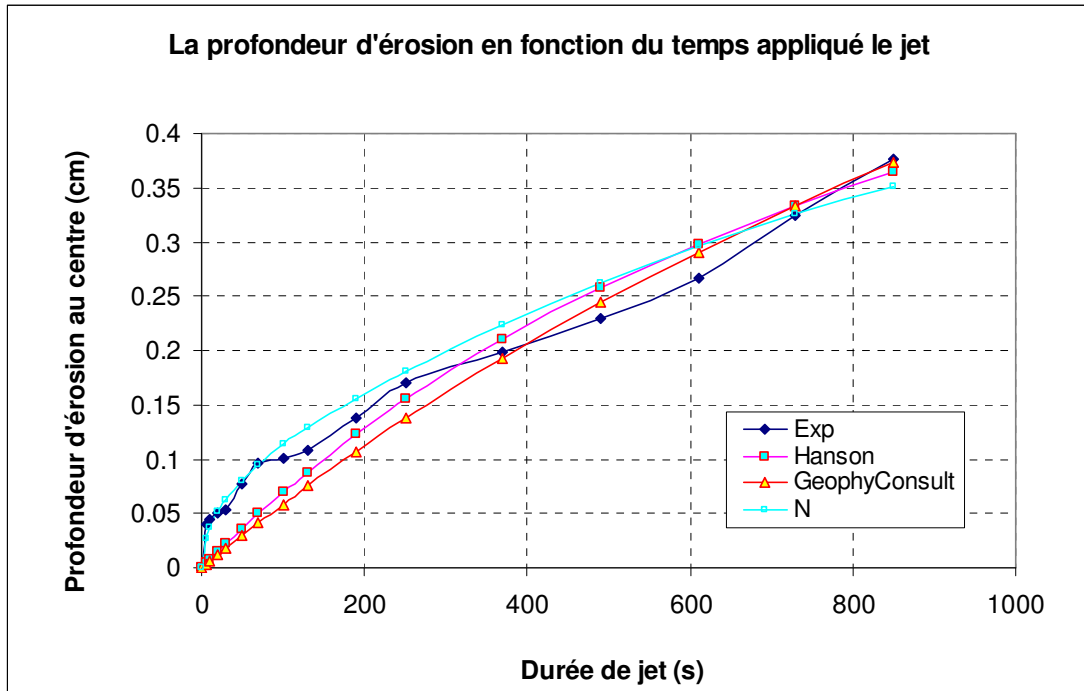


Figure C.102: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 82.57\text{cm}$ ;  $h_2 = 13.87\text{cm}$ ;  $h_3 = 9.17\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 34.17\text{min}$ ,  $w = 17.26\%$ ;  $\rho_d = 1,698\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.07.04p3-surface inférieure)

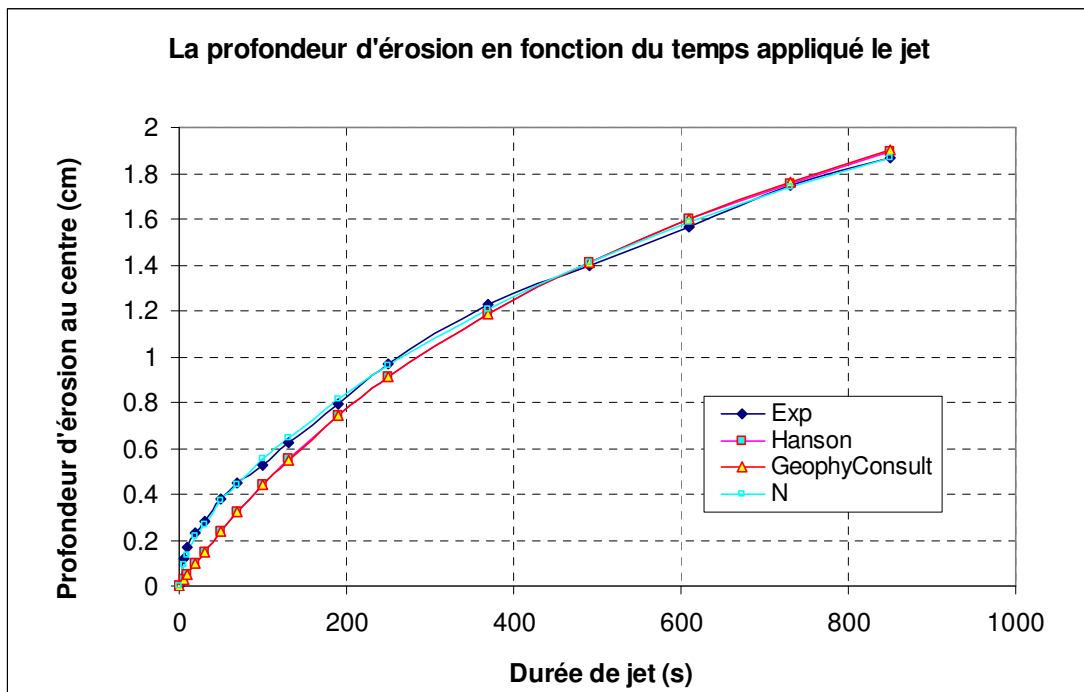


Figure C.103: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 83.29\text{cm}$ ;  $h_2 = 9.9\text{cm}$ ;  $h_3 = 5.2\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 17.36\%$ ;  $\rho_d = 1,696\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.07.05a1-surface inférieure)

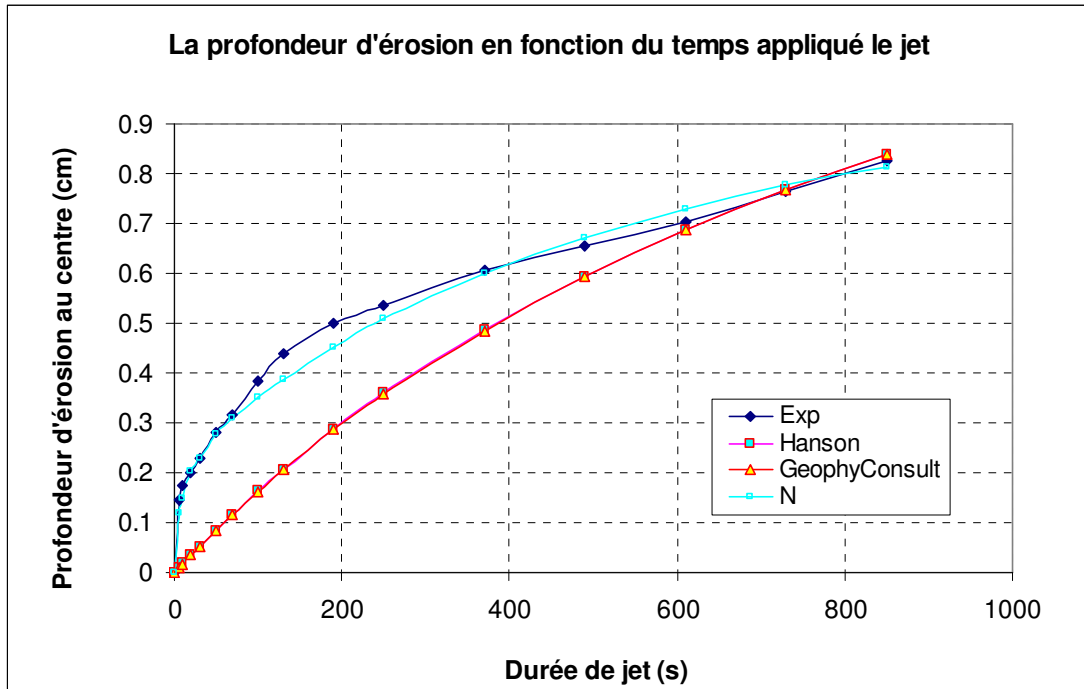


Figure C.104: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 83.29\text{cm}$ ;  $h_2 = 11.53\text{cm}$ ;  $h_3 = 6.83\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 20\text{min}$ ,  $w = 17.36\%$ ;  $\rho_d = 1,696\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.07.05a2-surface inférieure)

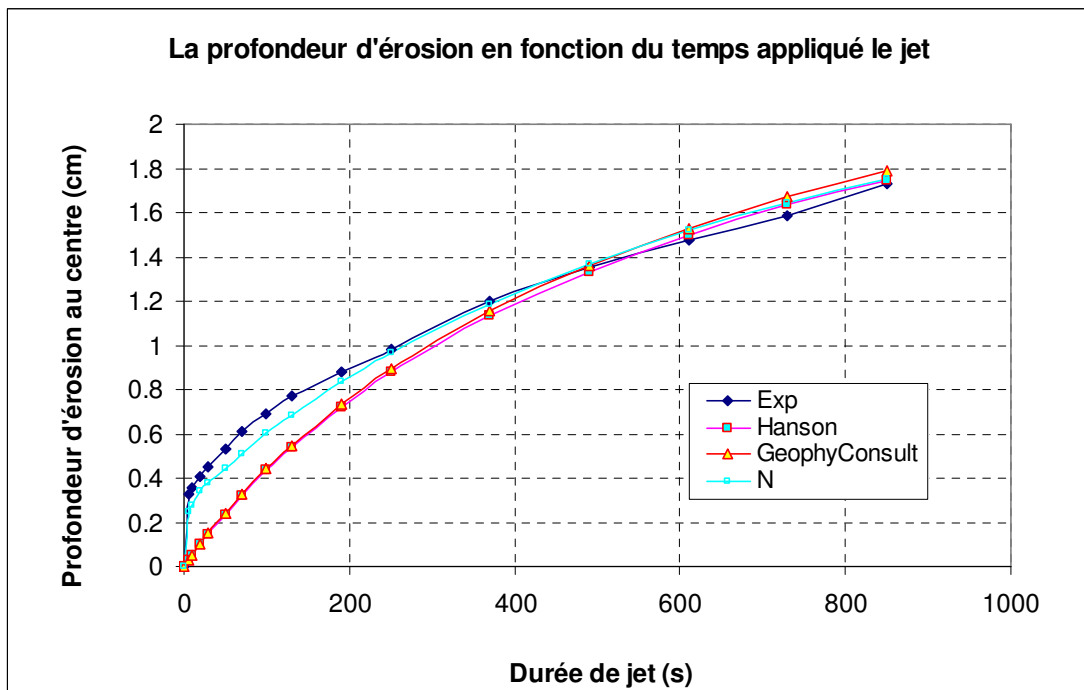


Figure C.105: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 83.29\text{cm}$ ;  $h_2 = 10.55\text{cm}$ ;  $h_3 = 5.85\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 17.40\%$ ;  $\rho_d = 1,697\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.07.05p1-surface inférieure)

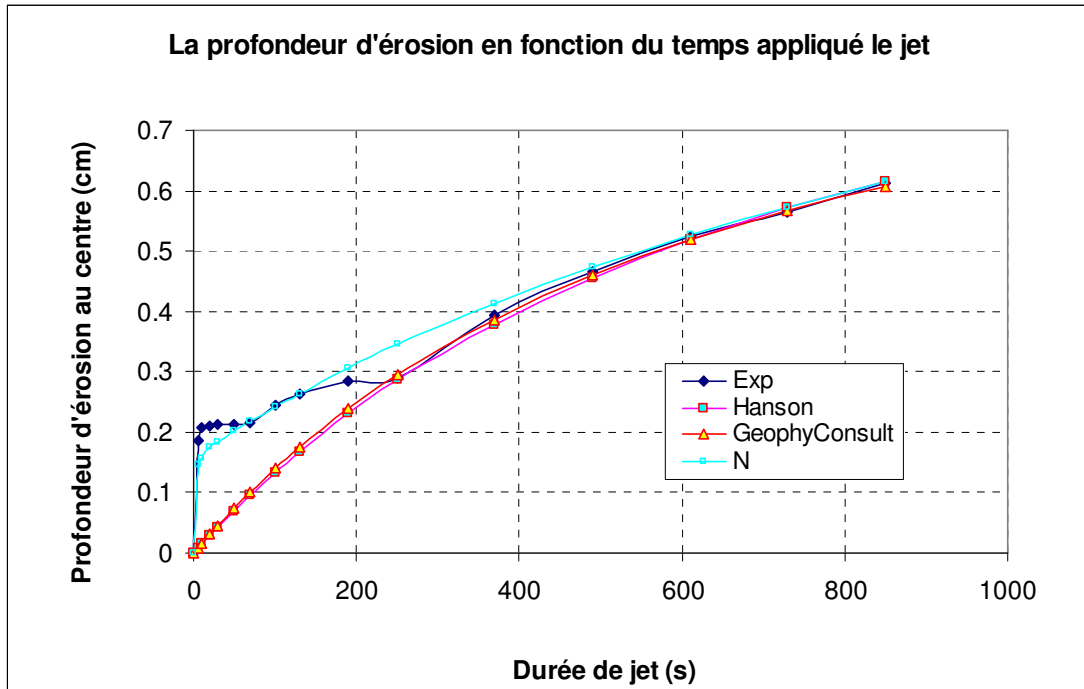


Figure C.106: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 82.93\text{cm}$ ;  $h_2 = 12.36\text{cm}$ ;  $h_3 = 7.66\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 20\text{min}$ ,  $w = 17.40\%$ ;  $\rho_d = 1,697\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.07.05p2-surface inférieure)

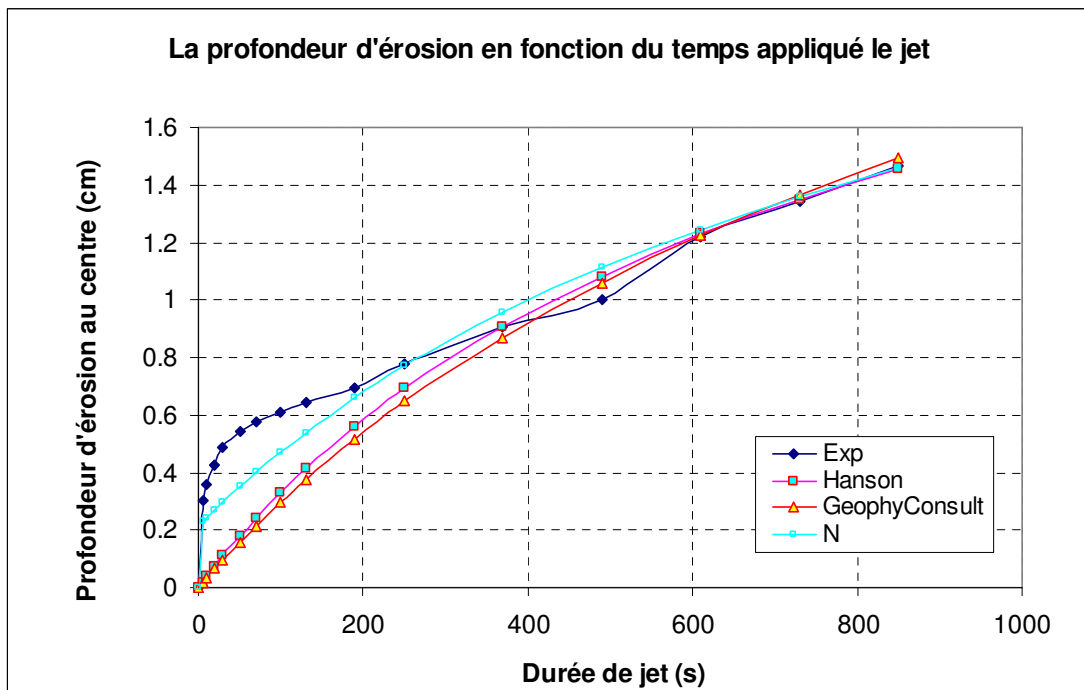


Figure C.107: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 82.57\text{cm}$ ;  $h_2 = 11.40\text{cm}$ ;  $h_3 = 6.70\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 30\text{min}$ ,  $w = 17.40\%$ ;  $\rho_d = 1,697\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.07.05p3-surface inférieure)

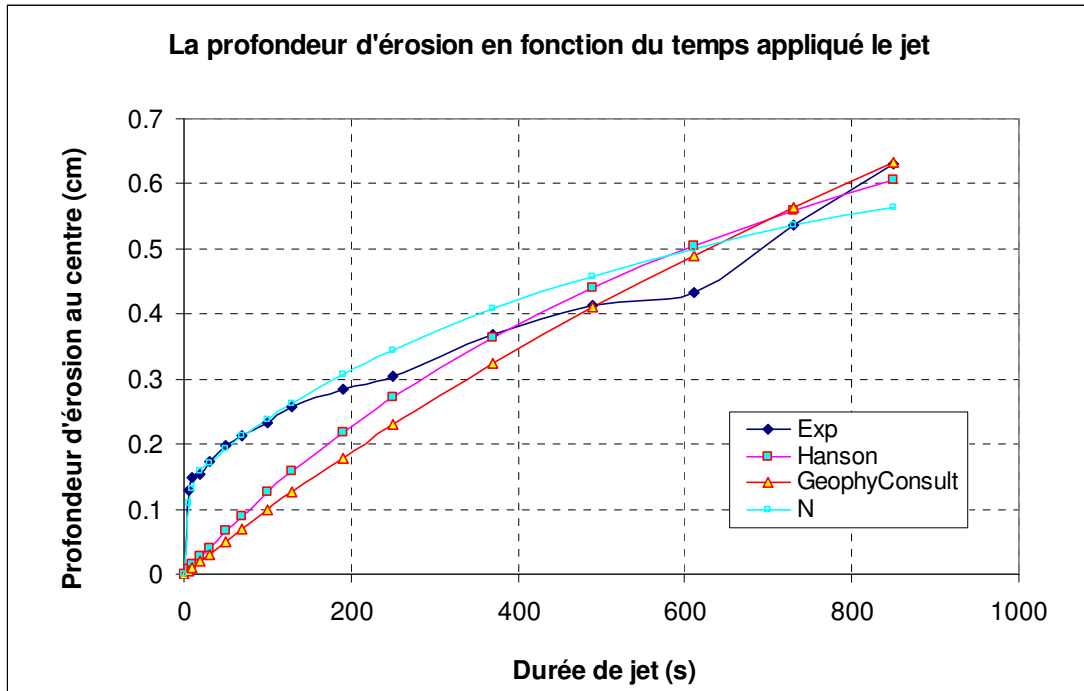


Figure C.108: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 82.93\text{cm}$ ;  $h_2 = 12.92\text{cm}$ ;  $h_3 = 8.22\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 40\text{min}$ ,  $w = 17.40\%$ ;  $\rho_d = 1,697\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.07.05p4-surface inférieure)

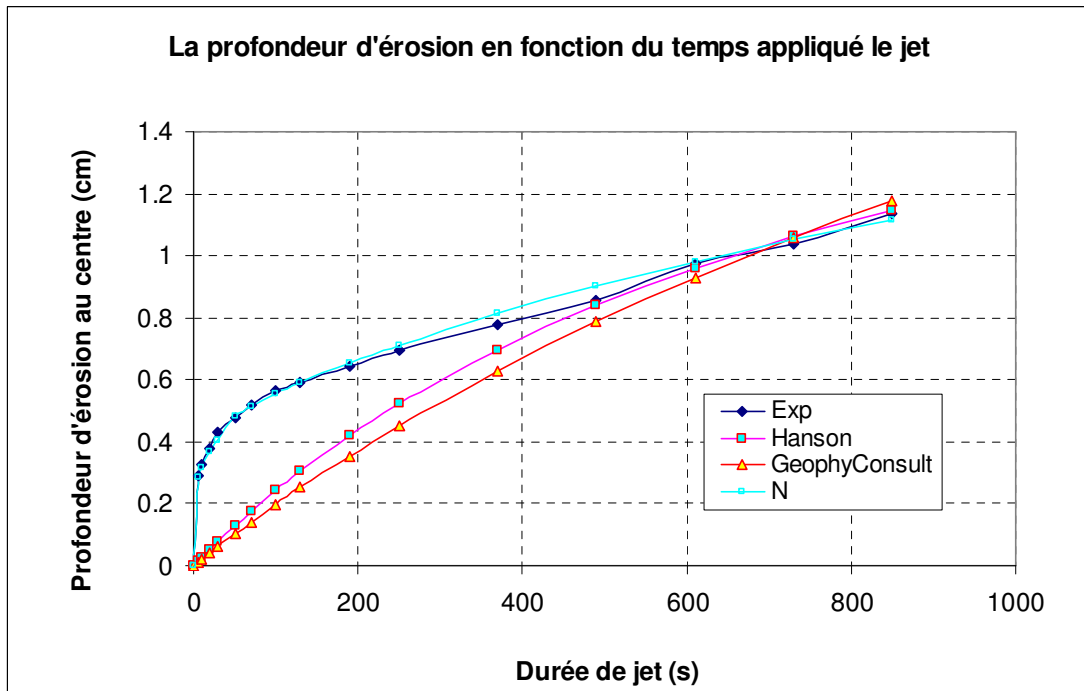


Figure C.109: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 83.29\text{cm}$ ;  $h_2 = 13.40\text{cm}$ ;  $h_3 = 8.40\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 17.33\%$ ;  $\rho_d = 1,697\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.07.06p1-surface inférieure)

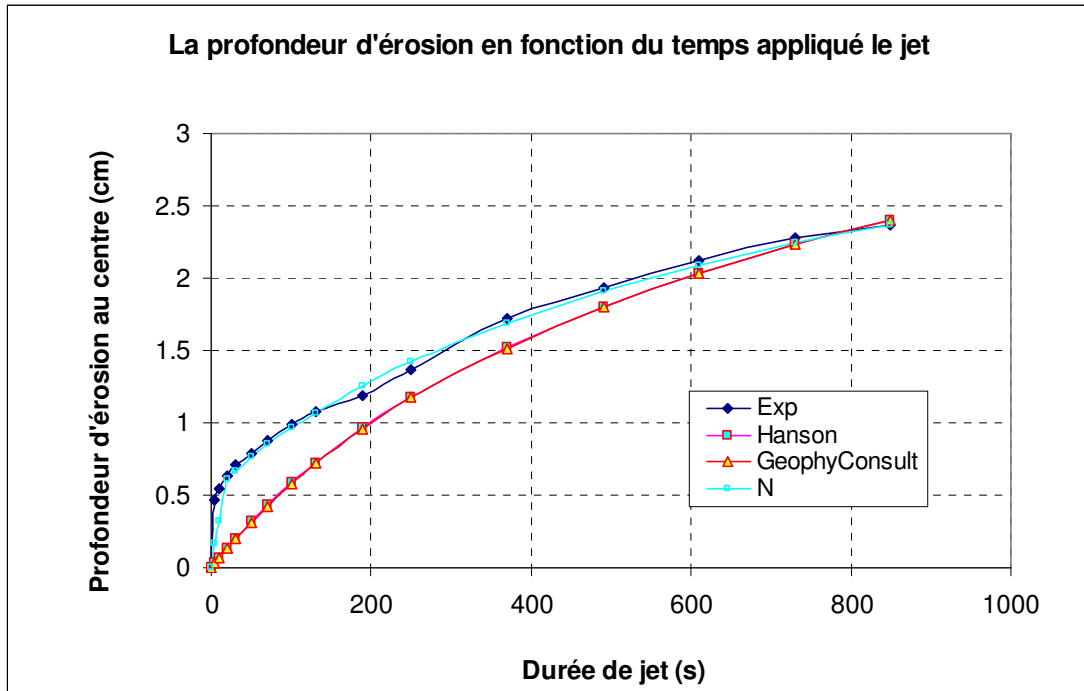


Figure C.110: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.16\text{cm}$ ;  $h_2 = 10.60\text{cm}$ ;  $h_3 = 5.70\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 17.05\%$ ;  $\rho_d = 1,702\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.07.11p1-surface inférieure)

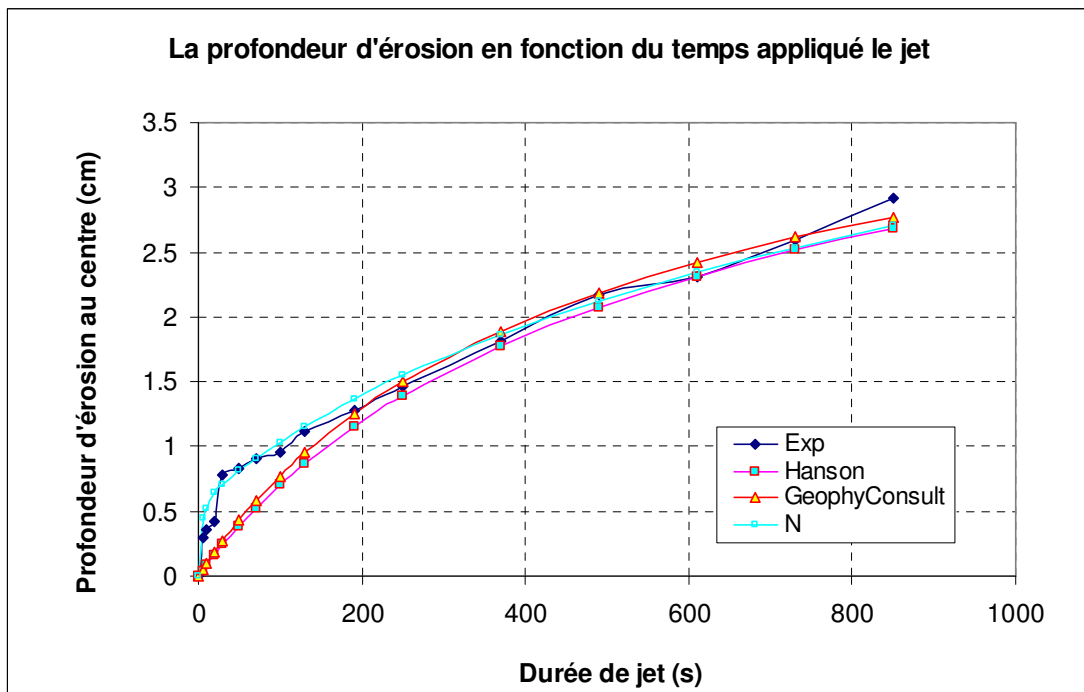


Figure C.111: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.16\text{cm}$ ;  $h_2 = 11.50\text{cm}$ ;  $h_3 = 6.60\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 17.26\%$ ;  $\rho_d = 1,698\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.07.11p2-surface inférieure)

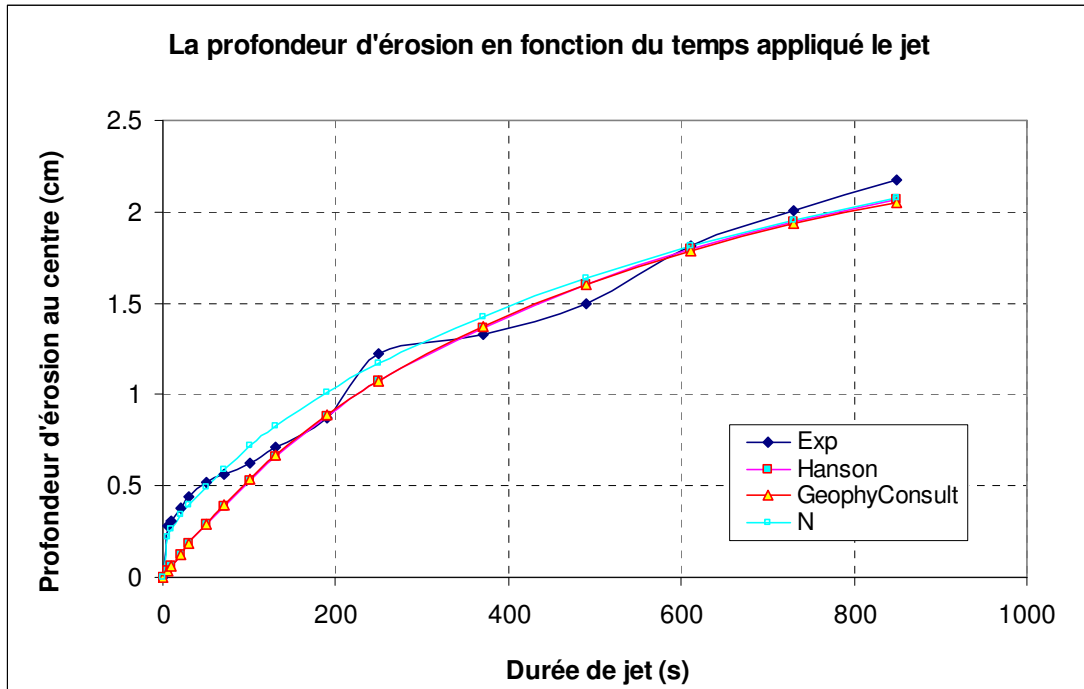


Figure C.112: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.52\text{cm}$ ;  $h_2 = 12.50\text{cm}$ ;  $h_3 = 7.60\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 17.09\%$ ;  $\rho_d = 1,702\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.07.12p1-surface inférieure)

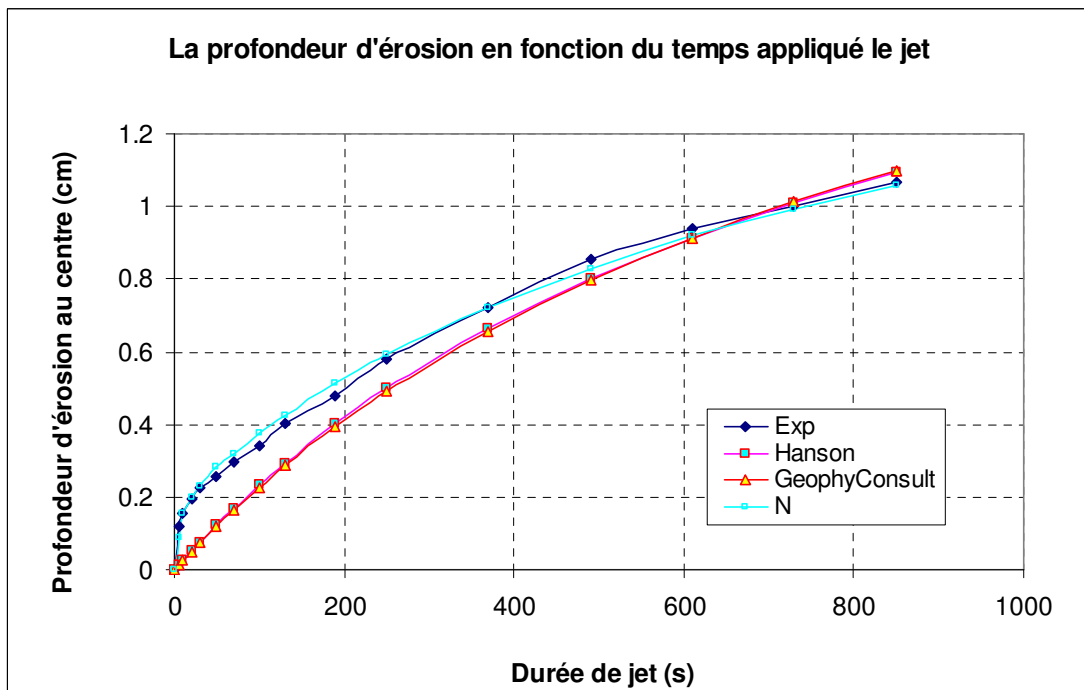


Figure C.113: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.16\text{cm}$ ;  $h_2 = 13.30\text{cm}$ ;  $h_3 = 8.40\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 17.10\%$ ;  $\rho_d = 1,703\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.07.12p2-surface inférieure)

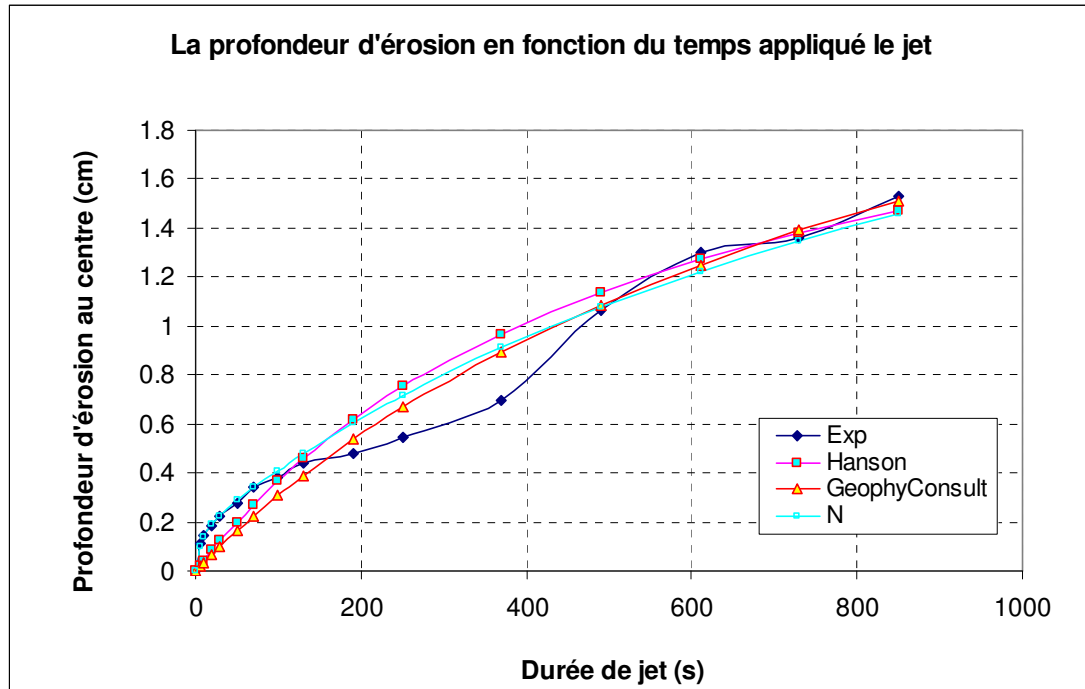


Figure C.114: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.16\text{cm}$ ;  $h_2 = 14.60\text{cm}$ ;  $h_3 = 9.70\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 17.22\%$ ;  $\rho_d = 1,698\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.07.16p2-surface inférieure)

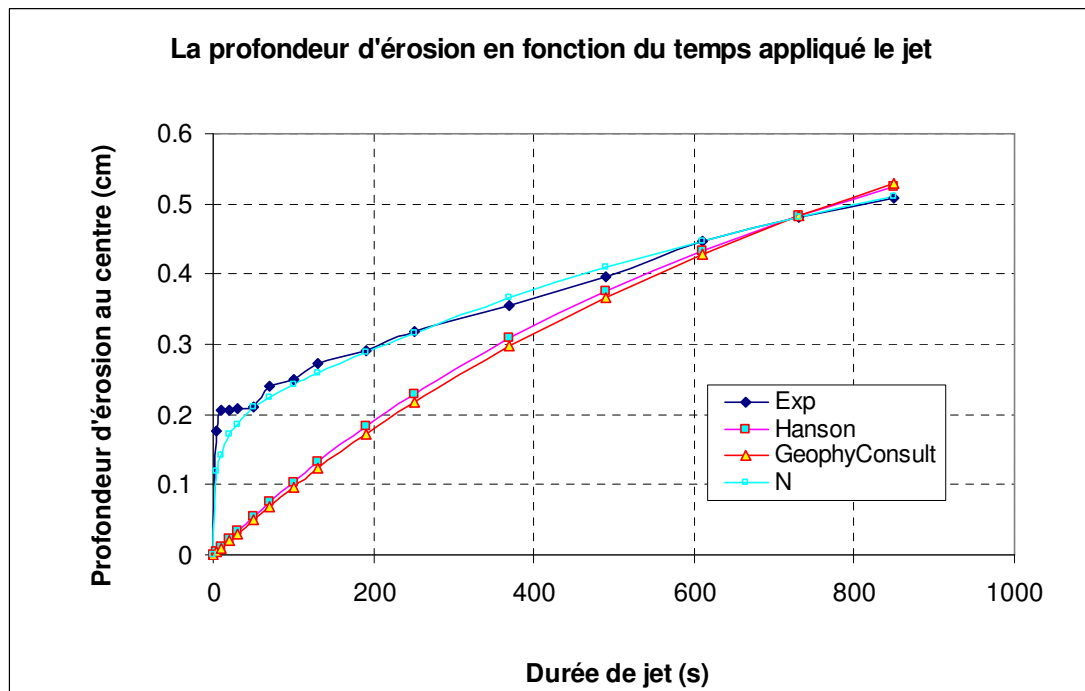


Figure C.115: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.88\text{cm}$ ;  $h_2 = 17.14\text{cm}$ ;  $h_3 = 12.24\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w = 17.25\%$ ;  $\rho_d = 1,698\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.07.17p2-surface inférieure)

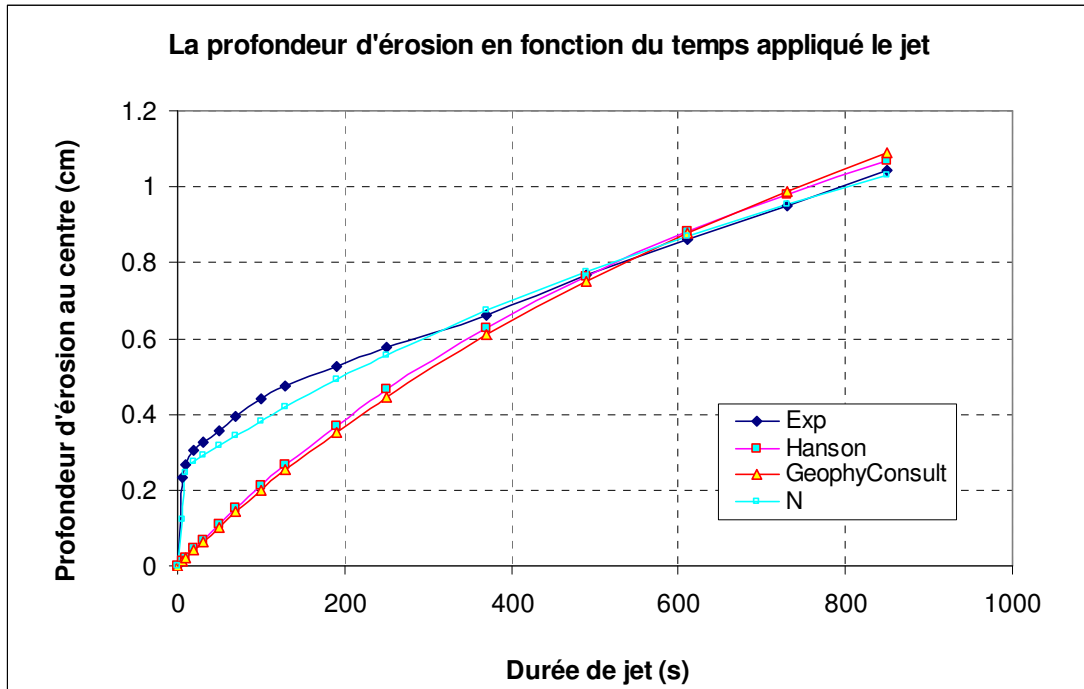


Figure C.116: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.16\text{cm}$ ;  $h_2 = 15.40\text{cm}$ ;  $h_3 = 10.50\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w=17.28\%$ ;  $\rho_d = 1,698\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.07.17p3-surface inférieure)

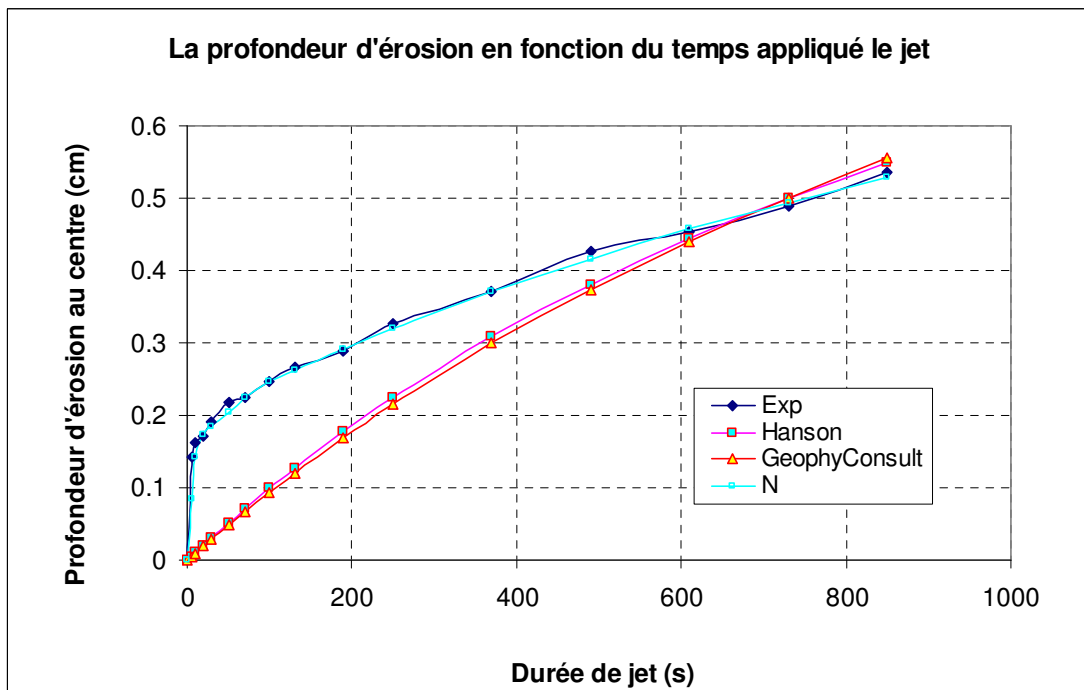


Figure C.117: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.16\text{cm}$ ;  $h_2 = 17.06\text{cm}$ ;  $h_3 = 12.16\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 20\text{min}$ ,  $w=17.28\%$ ;  $\rho_d = 1,698\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.07.17p4-surface inférieure)



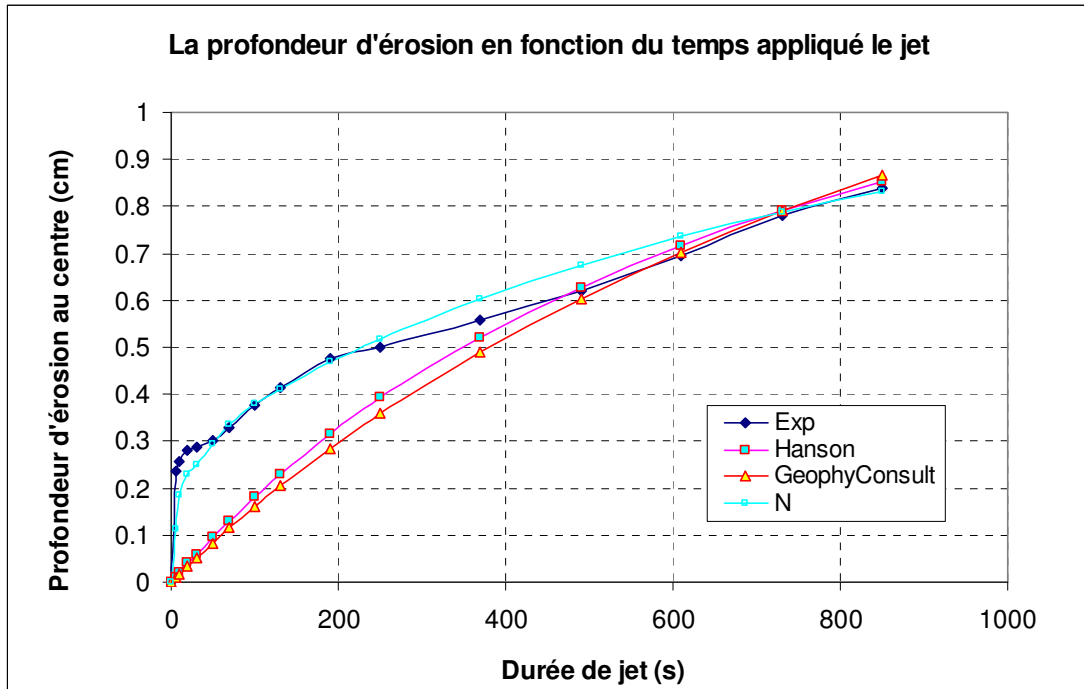


Figure C.118: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 128.45\text{cm}$ ;  $h_2 = 16.30\text{cm}$ ;  $h_3 = 11.30\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w=17.33\%$ ;  $\rho_d = 1,70\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.07.19p1-surface inférieure)

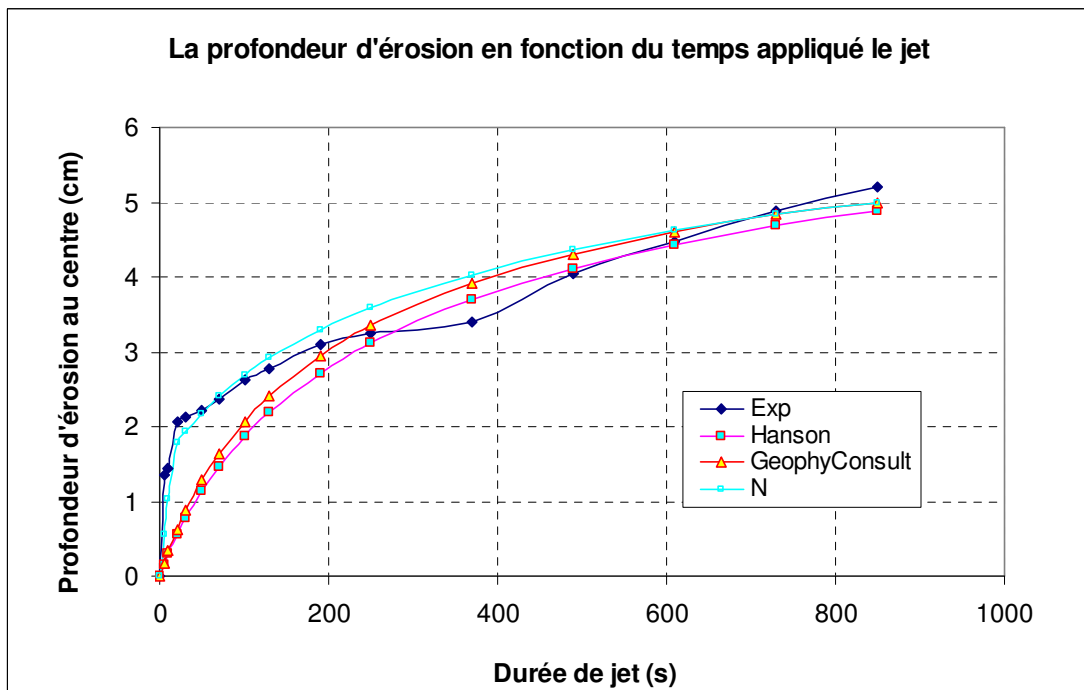


Figure C.119: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 129.16\text{cm}$ ;  $h_2 = 9.95\text{cm}$ ;  $h_3 = 4.95\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 180\text{min}$ ,  $w=16.95\%$ ;  $\rho_d = 1,704\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.07.22p1-surface inférieure)

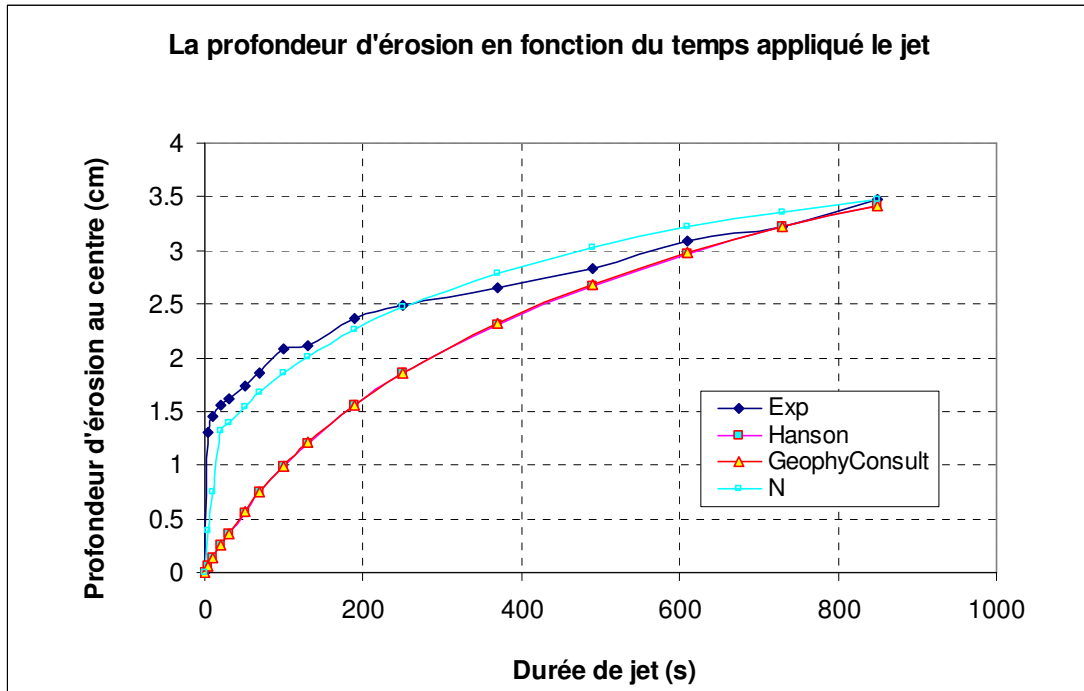


Figure C.120: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 128.8\text{cm}$ ;  $h_2 = 9.95\text{cm}$ ;  $h_3 = 4.95\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 62\text{min}$ ,  $w = 17.10\%$ ;  $\rho_d = 1,70\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.07.22p2-surface inférieure)

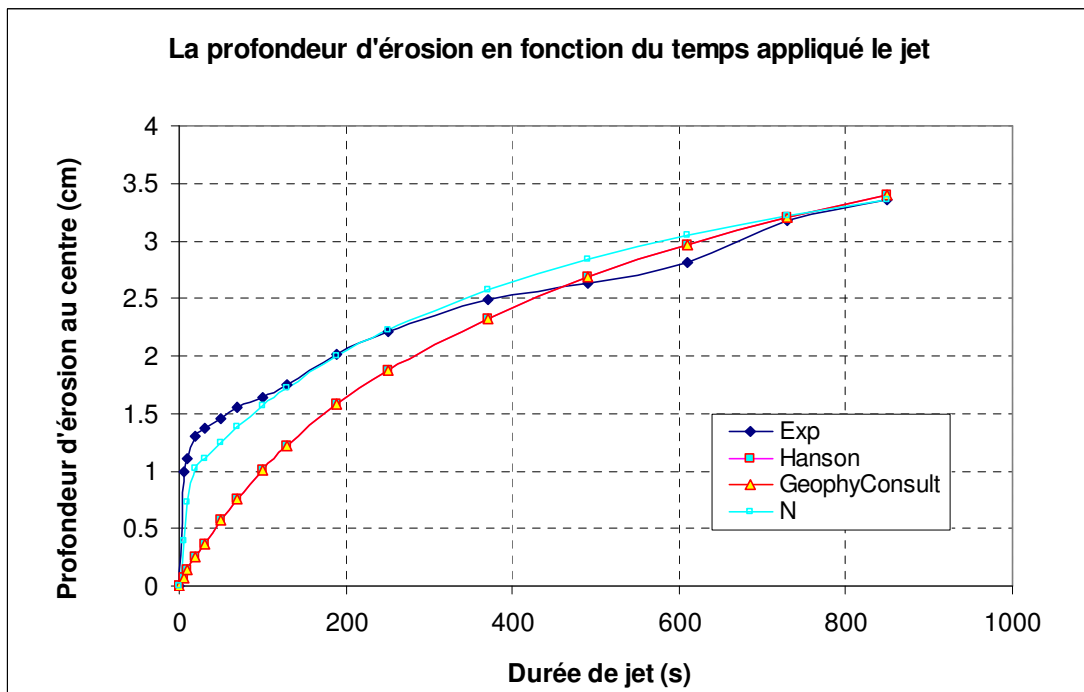


Figure C.121: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 128.09\text{cm}$ ;  $h_2 = 9.95\text{cm}$ ;  $h_3 = 4.95\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 30\text{min}$ ,  $w = 16.66\%$ ;  $\rho_d = 1,71\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.07.22p3-surface inférieure)

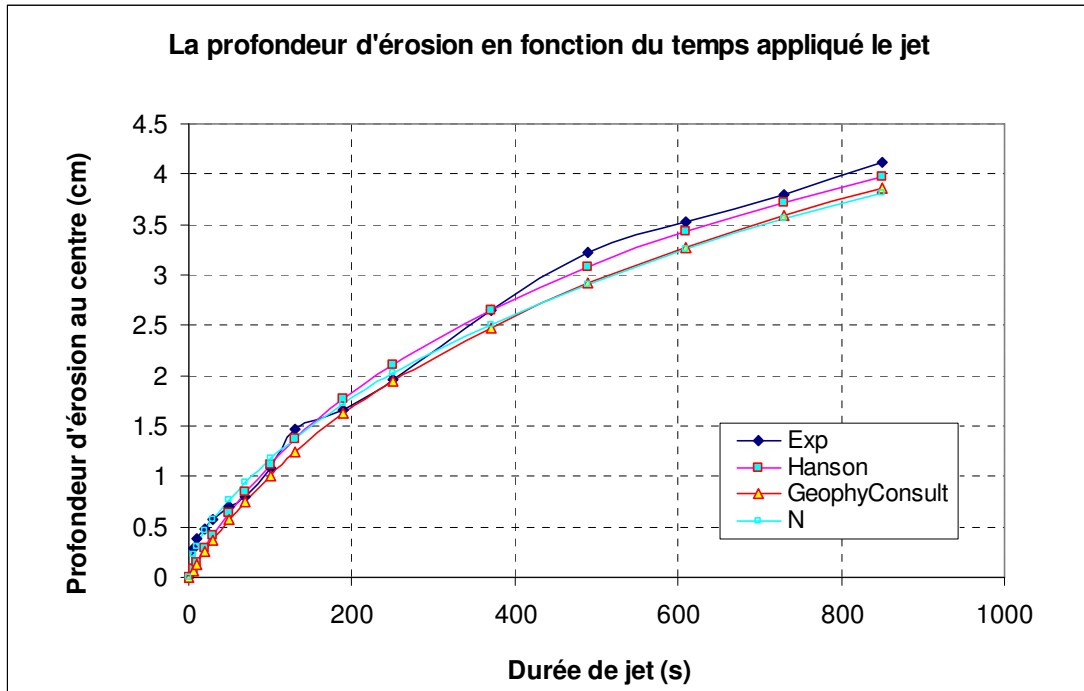


Figure C.122: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 176.15\text{cm}$ ;  $h_2 = 9.9\text{cm}$ ;  $h_3 = 4.9\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w=17.14\%$ ;  $\rho_d = 1,679\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.10.22p1-surface inférieure)

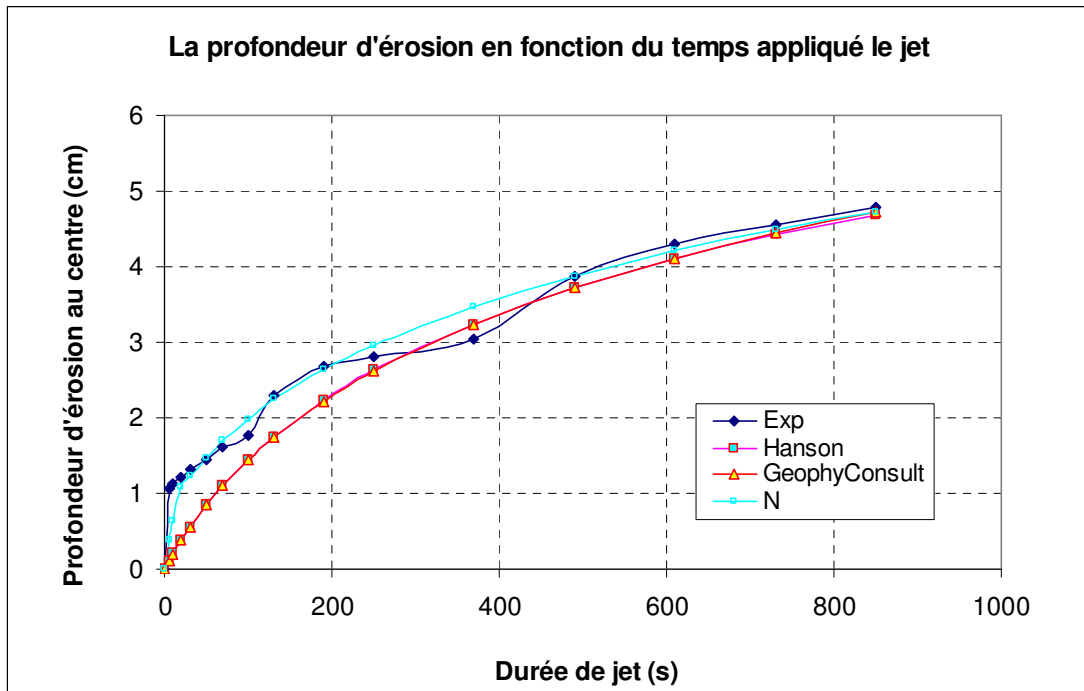


Figure C.123: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 175.8\text{cm}$ ;  $h_2 = 9.95\text{cm}$ ;  $h_3 = 5.15\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w=17.53\%$ ;  $\rho_d = 1,68\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.10.23a1-surface inférieure)

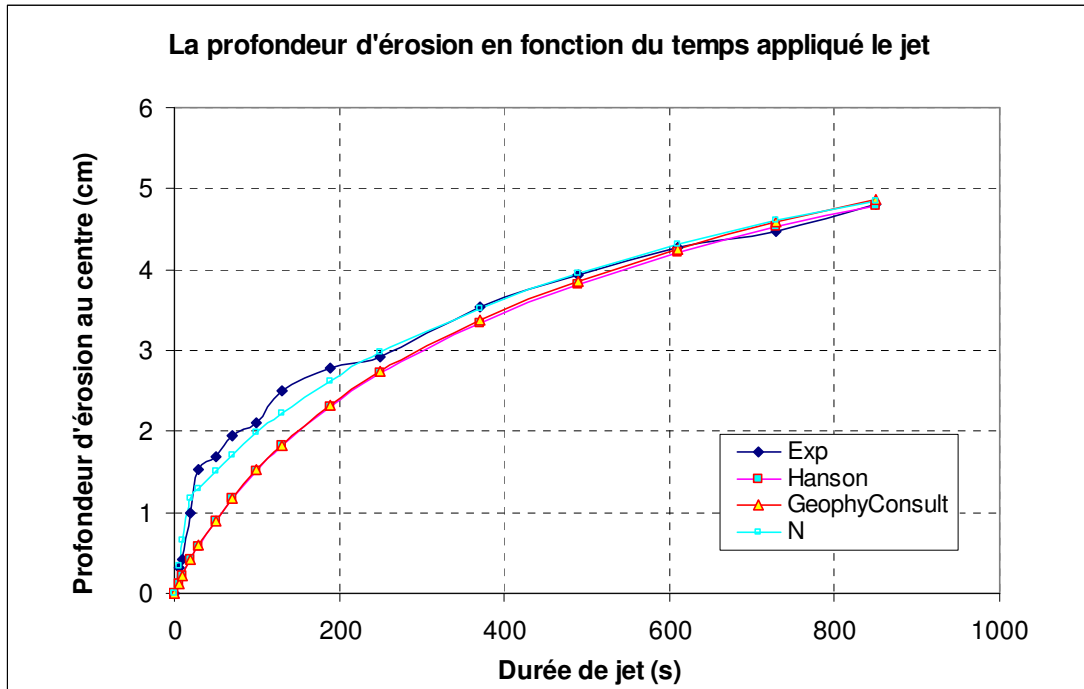


Figure C.124: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 175.1\text{cm}$ ;  $h_2 = 9.9\text{cm}$ ;  $h_3 = 5.1\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 17.35\%$ ;  $\rho_d = 1,698\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.10.23p1-surface inférieure)

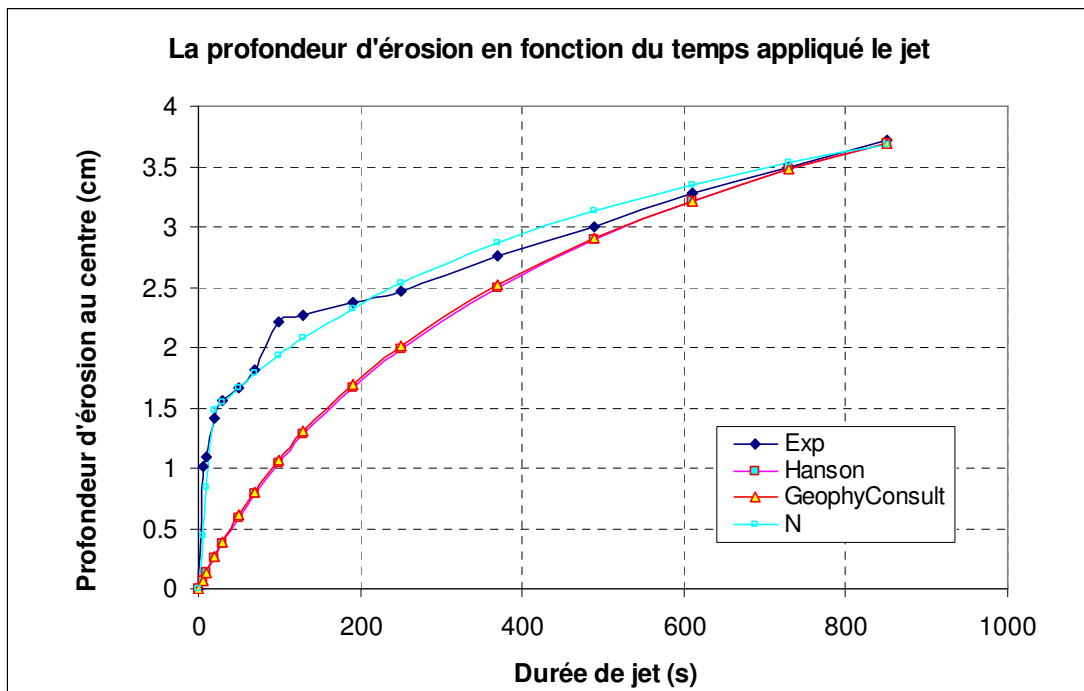


Figure C.125: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 175.45\text{cm}$ ;  $h_2 = 10.75\text{cm}$ ;  $h_3 = 6.05\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 17.62\%$ ;  $\rho_d = 1,696\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.10.25p2-surface inférieure)

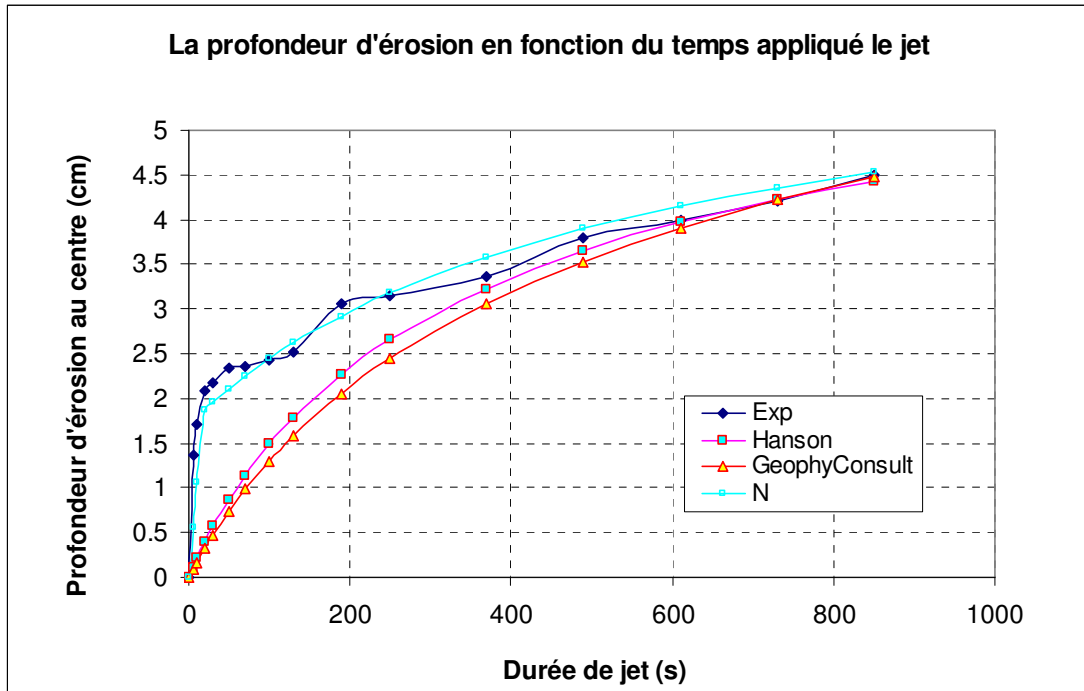


Figure C.126: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 175.8\text{cm}$ ;  $h_2 = 11.45\text{cm}$ ;  $h_3 = 6.75\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 17\%$ ;  $\rho_d = 1,7\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.10.28p2-surface inférieure)

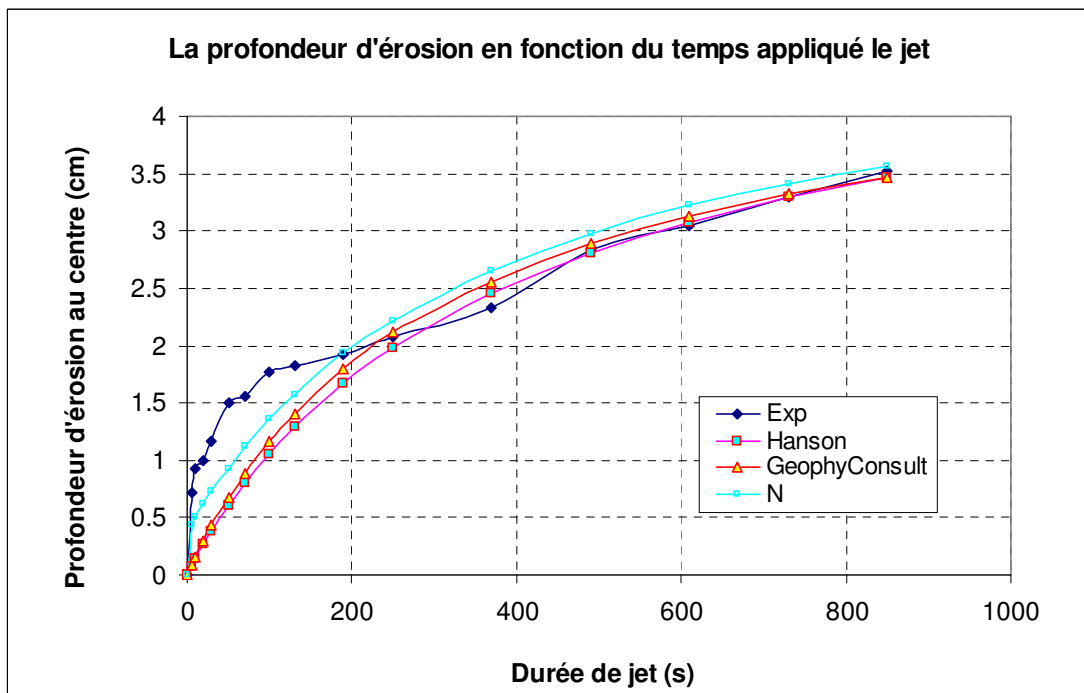


Figure C.127: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 175.8\text{cm}$ ;  $h_2 = 12.20\text{cm}$ ;  $h_3 = 7.50\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 17\%$ ;  $\rho_d = 1,7\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.10.29p1-surface inférieure)

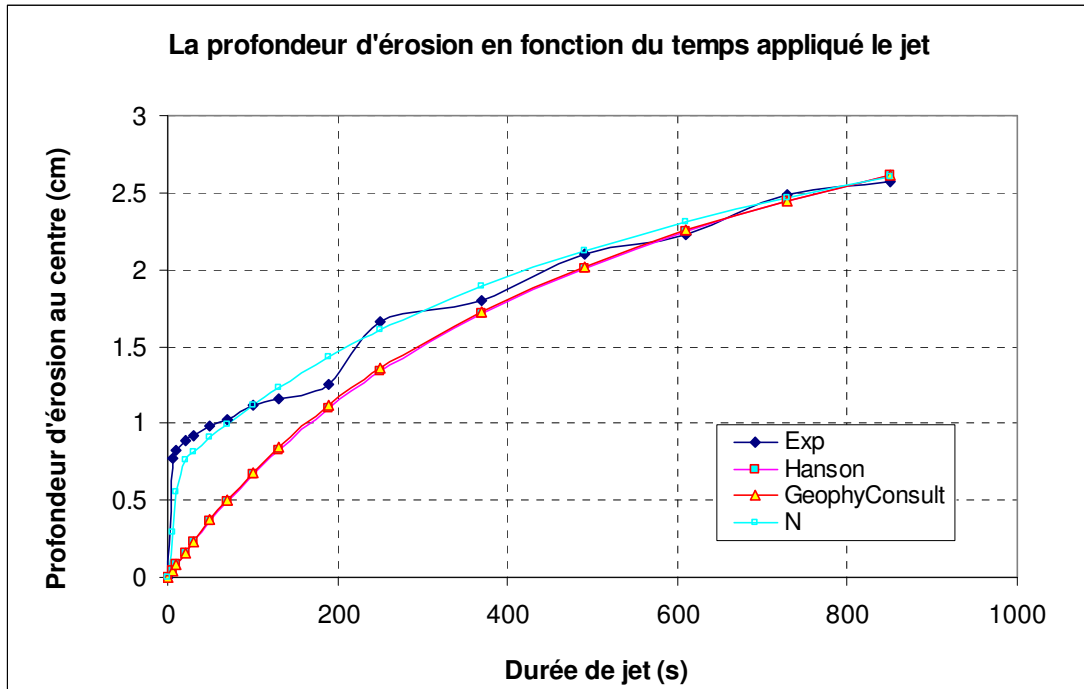


Figure C.128: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 175.8\text{cm}$ ;  $h_2 = 12.90\text{cm}$ ;  $h_3 = 8.20\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w=17\%$ ;  $\rho_d = 1,7\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.10.30p2-surface inférieure)

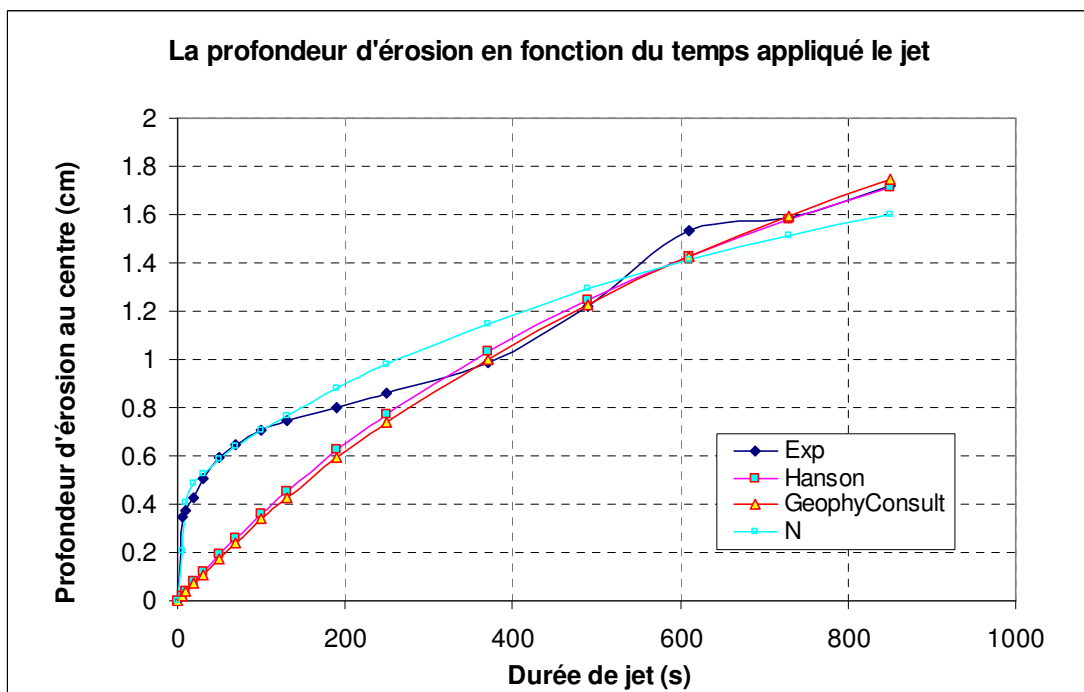


Figure C.129: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 175.45\text{cm}$ ;  $h_2 = 13.70\text{cm}$ ;  $h_3 = 9.0\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w=17\%$ ;  $\rho_d = 1,7\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.10.30p3-surface inférieure)

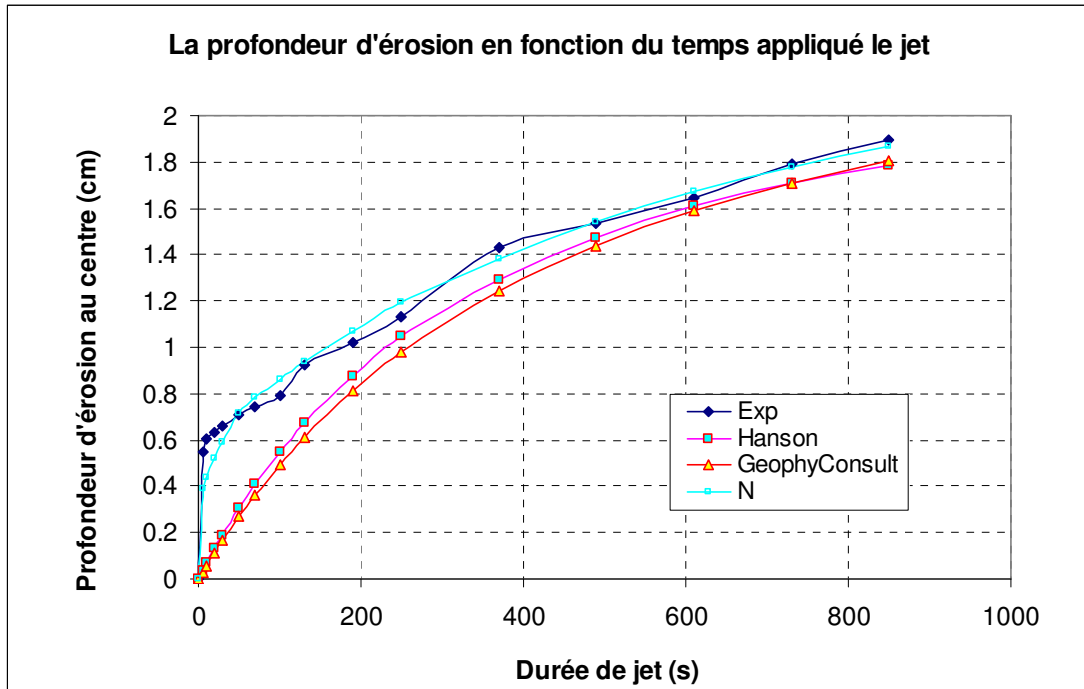


Figure C.130: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 176.15\text{cm}$ ;  $h_2 = 14.80\text{cm}$ ;  $h_3 = 10.0\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w=17\%$ ;  $\rho_d = 1,7\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.10.31p1-surface inférieure)

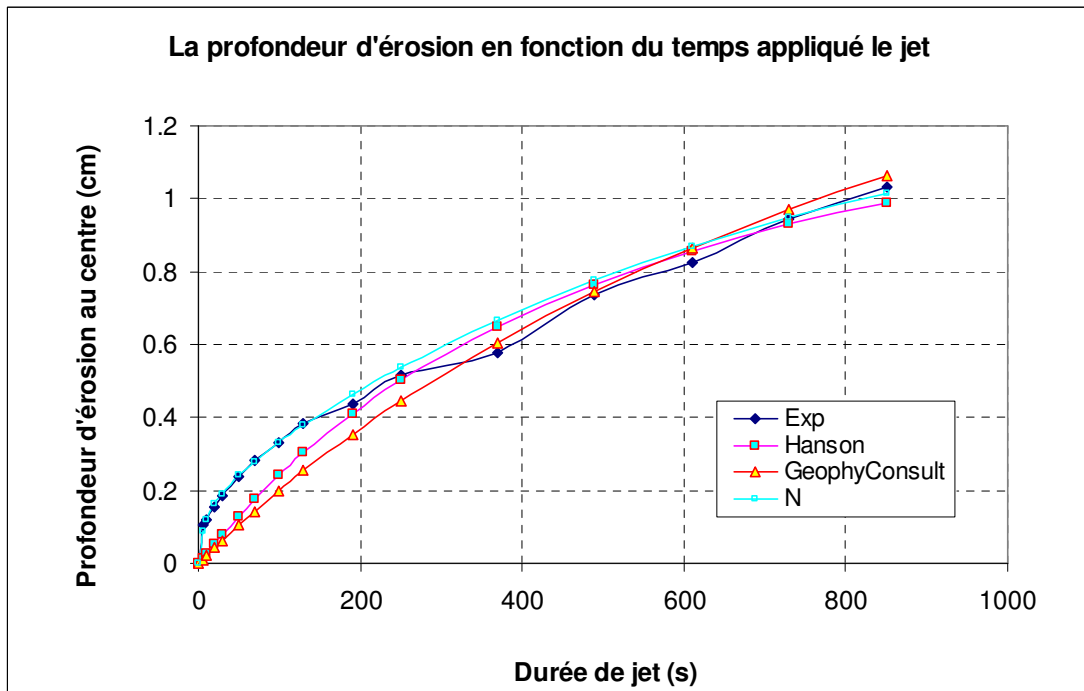


Figure C.131: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 175.45\text{cm}$ ;  $h_2 = 15.50\text{cm}$ ;  $h_3 = 10.8\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w=17\%$ ;  $\rho_d = 1,7\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.10.31p2-surface inférieure)

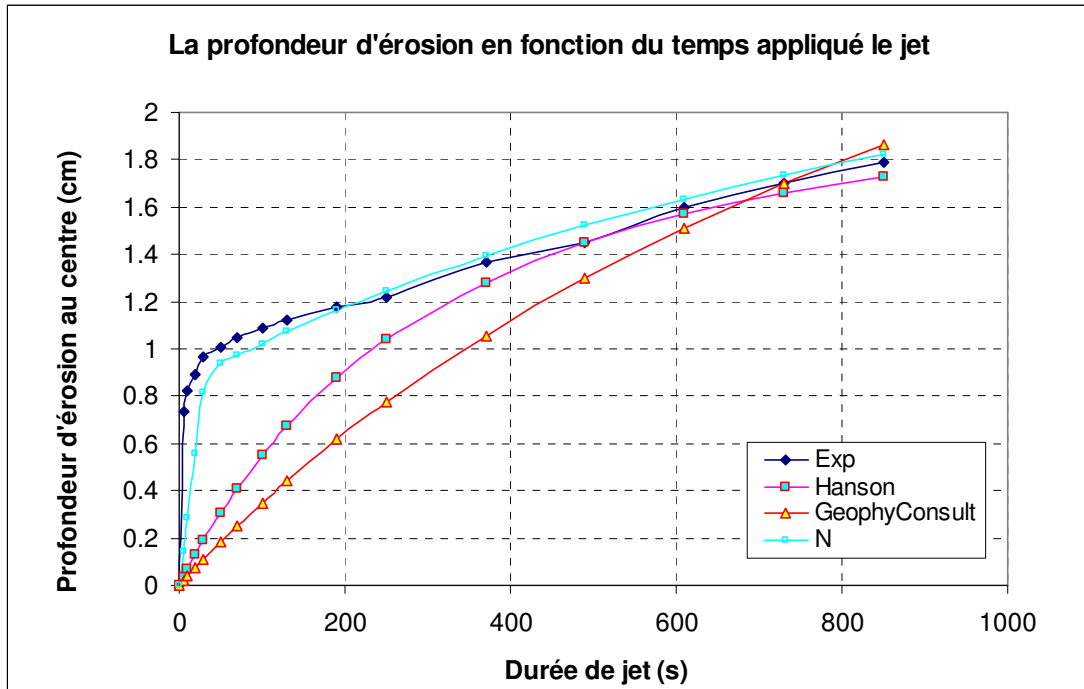


Figure C.132: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 175.1\text{cm}$ ;  $h_2 = 16.35\text{cm}$ ;  $h_3 = 11.55\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 17\%$ ;  $\rho_d = 1,7\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.10.31p3-surface inférieure)

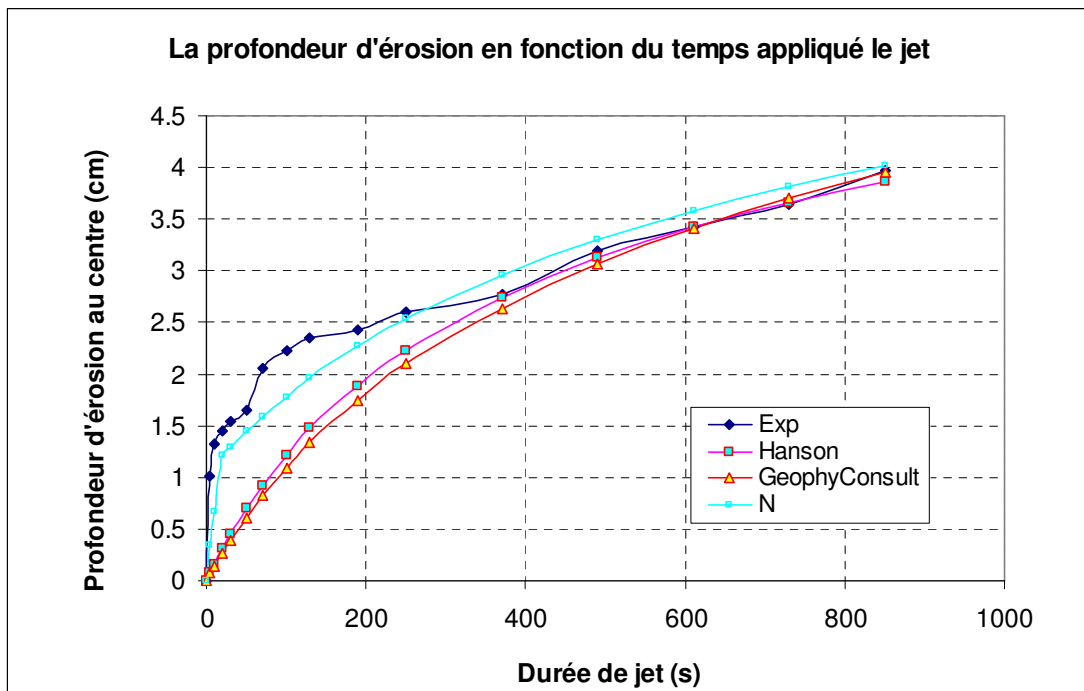


Figure C.133: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 175.8\text{cm}$ ;  $h_2 = 11.40\text{cm}$ ;  $h_3 = 6.60\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 16.97\%$ ;  $\rho_d = 1,702\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.11.04p1-surface inférieure)



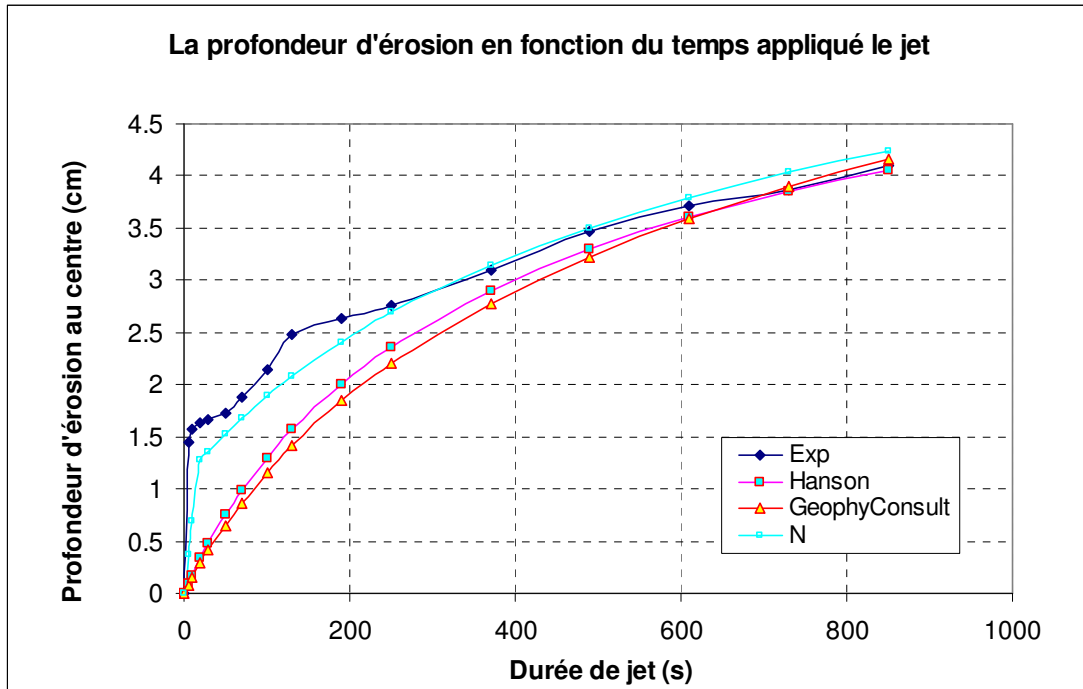


Figure C.131: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 176.15\text{cm}$ ;  $h_2 = 11.45\text{cm}$ ;  $h_3 = 6.55\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 17.33\%$ ;  $\rho_d = 1,695\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.11.08p1-surface inférieure)

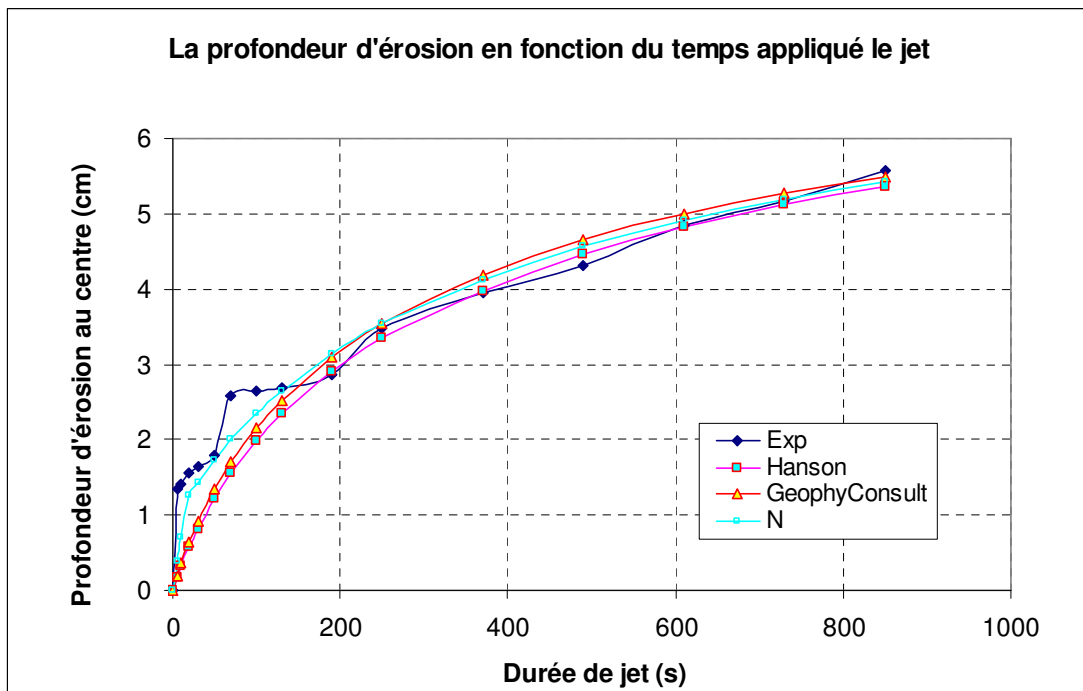


Figure C.132: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 176.15\text{cm}$ ;  $h_2 = 9.95\text{cm}$ ;  $h_3 = 5.05\text{cm}$ ,  $t_{\text{immersion}} = 10\text{min}$ ,  $w = 16.98\%$ ;  $\rho_d = 1,701\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.11.08p2-surface inférieure)

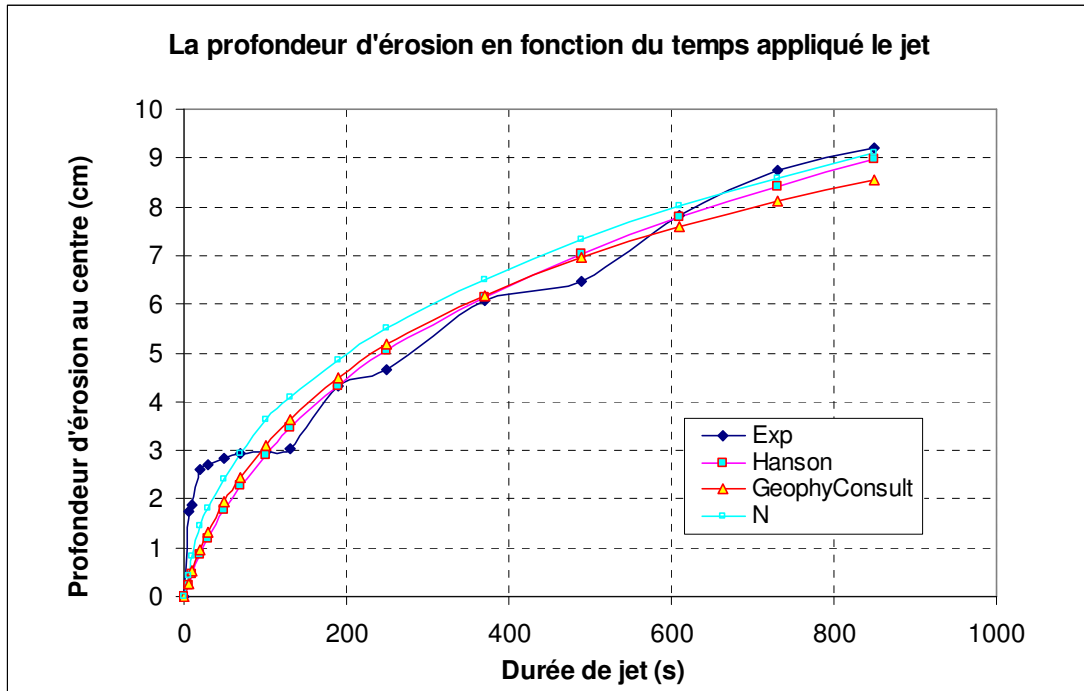


Figure C.133: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 175.8\text{cm}$ ;  $h_2 = 10.60\text{cm}$ ;  $h_3 = 5.70\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w=17.02\%$ ;  $\rho_d = 1,701\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.11.09a1-surface inférieure)

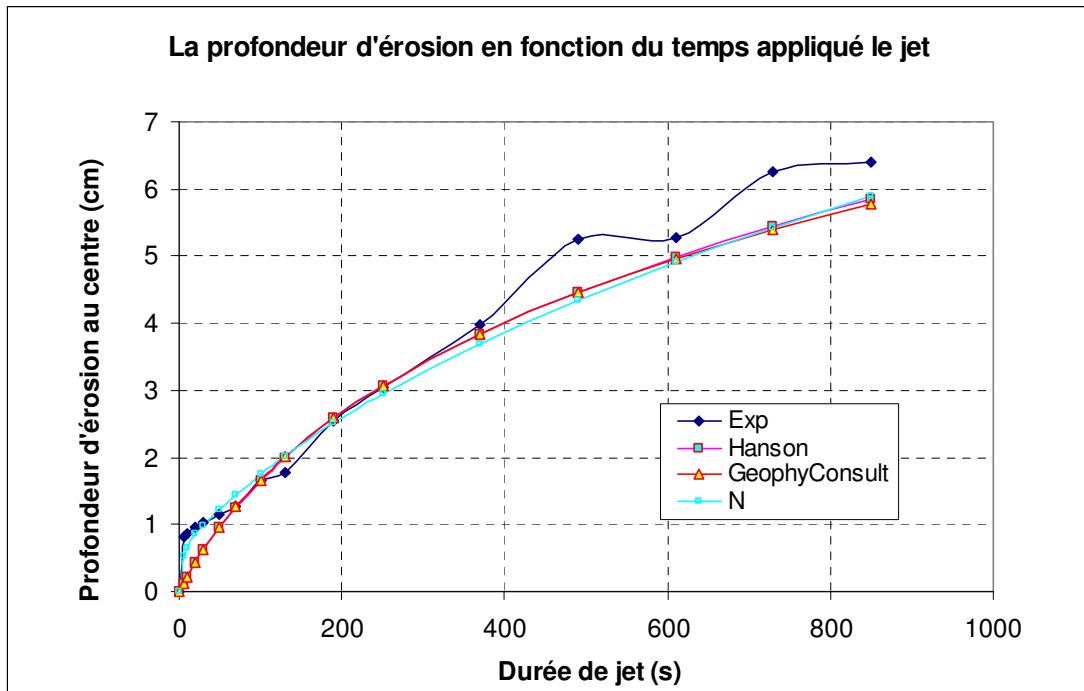


Figure C.134: Courbe d'érosion en fonction de la durée totale de jet:  $h_1 = 175.8\text{cm}$ ;  $h_2 = 10.80\text{cm}$ ;  $h_3 = 5.90\text{cm}$ ,  $t_{immersion} = 10\text{min}$ ,  $w=16.88\%$ ;  $\rho_d = 1,704\text{g/cm}^3$  (Echantillon 13.11.11a1-surface inférieure)



## Références bibliographiques

- Ade A, Rajaratnam N. (1998). Generalized study of erosion by circular horizontal turbulent jets, *Journal of Hydraulic Research*, Vol.36, No.4. pp613-636
- Aderibigbe O.O, Rajaratnam N. (1996). Erosion of loose beds by submerged circular impinging vertical turbulent jets, *Journal of hydraulic research*, Vol.34, No.01, pp 19-33
- Alhaddad S, Alem A, Wang A, Benamar A, Ahfir N. (2008). Effet des conditions hydrauliques et de la forme des grains sur l'érosion interne dans un milieu poreux. *26e Rencontres de l'AUGC*. 4-6 juin 2008, Nancy. pp8
- Allen P.M, Arnold J, Jankubowski E. (1999). Prediction of stream channel erosion potential, *Environmental and engineering geoscience*, Vol.5, No.3, pp 229-251
- Al-Madhhachi A.T, Hanson G.J, Fox G.A, Tyagi A.K, Bulut R. (2011). Measuring erodibility of cohesive soils using laboratory jet erosion tests, *World environmental and water resources congress 2011*, pp 2350-2359
- Al-Madhhachi A.T, Hanson G.J, Fox G.A, Tyagi A.K, Bulut R. (2013). Measuring soil erodibility using a laboratory mini jet erosion test, *Transactions of the ASABE*, Vol.56, No.3, pp 901-910
- Amosa C.L, Feeneyb T, Sutherlandc T.F, Luternauer J.L. (1997). The stability of fine-grained sediments from the Fraser river Delta, Estuarine, *Coastal and Shelf Science*, Vol. 45, pp 507-524
- Ansari S.A, Kothiyari U.C, Ranga Raju K.G. (2002). Influence of cohesion on scour around bridges piers, *Journal of hydraulic engineering*, Vol.40, No.6, pp 717-729
- Ansari S.A, Kothiyari U.C, Ranga Raju K.G. (2003). Influence of cohesion on scour under submerged circular vertical jets, *Journal of hydraulic engineering*, Vol.129, No.12, pp 1014-1019
- Ansati S.A, Kothiyari U.C, Ranga Raju K.G. (2007). Incipient motion characteristics of cohesive sediments, *ISH Journal of Hydraulic Engineering*, Vol13(2), pp 108-121
- Arulanandan K, Sargunal A, Loganathan P, Krone R.B. (1973). Application of chemical and electrical parameters to prediction of erodibility, Soil erosion: Causes and mechanisms. Prevention and control *Highway research board, Special Report, No.135*, pp42-51
- Arulanandan K, Loganathan P, Krone R.B. (1975). Pore and eroding fluid influences on surface erosion of soil, *Journal of the geotechnical engineering division*, Vol.101, No.GT1. pp 51-65
- Arulanandan K, Perry E.B. (1983). Erosion in relation to filter design criteria in earth dams, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.109.No8. pp 682-698.
- ASTM. (2003). Standard D5852. Standard test method for erodibility determination of soil in the field or in the laboratory by the jet index method. *Annual book of ASTM standard*,

*section 4: Construction*, Vol.04.08.Philadelphia, Penn: American Society for testing materials

Atmatzidis D.K, Ferrin F.R. (1983). Laboratory investigation of soil cutting with a water jet, *Second U.S. Water Jet Conference*, Rolla, Missouri. pp121-135

Balachandar R, Kells J.A. (1997). Local channel scour in uniformly graded sediments : the time-scale problem, *Canadian journal of civil engineering*, Vol.24, pp 799-807.

Beguin R, Faure Y.H, Guidoux C, Philippe P. (2010). Erosion interne provoquée par une interface granulaire au sein des ouvrages en terre. *JNCG*, Grenoble

Beltaos S, Rajaratnam N. (1977). Impingement of axisymmetric developing jets, *Journal of hydraulic research*, Vol.15, No.4. pp 311-326

Benahmed N, Bonelli S. (2012). Internal erosion of cohesive soils: laboratory parametric study, *ICES 6-Paris*. Pp 1041-1047

Bendahmane F, Bonelli S. (2007). Etude expérimentale de l'érosion interne d'une kaolinite, *XXVIèmes Rencontres de l'AUGC*. pp8

Bendahmane F, Marot D, Alexis A, Thomas P. (2004). Etude expérimentale de l'évolution par érosion interne des matériaux d'ouvrages hydrauliques en terre. *XXIIIèmes Rencontres universitaires de génie civil 2004*. pp8

Bendahmane F. (2005). Influence des interactions mécaniques eau-sol sur l'érosion interne. *Rapport de thèse*, Université de Nantes. pp125

Bendahmane F. (2006). Influence du confinement et du gradient hydraulique sur l'érosion interne des sols sablo-argileux. *XXIVèmes Rencontres Universitaires de génie civil*. Pp8

Bennie A.T.P, Burger R, du T. (1988). Penetration resistance of fine sandy apedal soils as affected by relative bulk density, water content and texture, *South Africa Journal of Plant Soil*, Vol.5, No.1, pp5-10

Beguin R. (2011). Etude multi-échelle de l'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques en terre, *Rapport de thèse*, Université de Grenoble. pp320

Bey A, Faruque M.A.A, Balachandar R. (2008). Effects of varying submergence and channel width on local scour by plane turbulent wall jets, *Journal of Hydraulic Research*, Vol.46, No.6. pp764-776

Billot J.F. (1982). Les applications agronomiques de la pénétrométrie à l'étude de la structure des sols travaillés, *Bulletin de l'Association française pour l'étude du sol*, Vol.03.

Bissonnais Y.L. (2000). Analyse expérimentale des mécanismes d'érosion: la dégradation structurale superficielle et le détachement des particules des sols cultivés, *Ingénieries – EAT*, No 22. pp 27-36.

Blais J.P. (2005). Typologie de l'érosion interne et érosion interne des digues fluviales: une courte revue bibliographique. *Ingénieries No Spécial*, pp65-70.

Blaisdell F.W, Anderson C.L, Hebaus G.G. (1981). Ultimate dimensions of local scour, *Journal of the hydraulics division*. Pp 327-337.

Bonelli et al., (2011). Erosion des géomatériaux, Hermès science publication. pp401

- Bonelli S, Benahmed N. (2010). Piping flow erosion in water retaining structures : inferring erosion rates from hole erosion tests and quantifying the failure time. *8th ICOLD European Club Symposium Dam Safety – Sustainability in a Changing Environment*, Innsbruck, Austria, pp6.
- Bonelli S, Brivois O, Lachouette D. (2007). The scaling law of piping erosion. *18ème Congrès français de mécanique*. Grenoble 27-31 août 2007. pp6
- Bonelli S, Marot D. (2008). On the modelling of internal soil erosion. *The 12th International Conference of International Association for computer methods and advance in geomechanics (IACMAG)*. Geo: India 2008. pp7
- Bormann N.E, Julien P.Y. (1991). Scour downstream of grade-control structures, *Journal of hydraulic engineering*, Vol.117, No.05, pp 579-594
- Brandford J.M, Blanchar R.W. (1999). Mineralogy and water quality parameters in rill erosion of clay-sand mixture, *Soil Science Society of America Journal*, Vol.63, No.5, pp1300-1307
- Briaud J.L, Chen H.C. (2006). Levee erosion by overtopping during the Katrina hurricane, *Proceedings of the third international conference on scour and erosion*, Amsterdam, The Netherlands
- Briaud J.L, Fellow, Ting F.C.K, Chen H.C, Cao Y, Han S.W, Kwak K.W. (2001). Erosion function apparatus for scour rate predictions, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Vol.127, No.02. 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. Geoenviron. Eng.*, Vol. 134, No. 10, pp. 1424–1447.
- Bryan R.B. (2000). Soil erodibility and processes of water erosion on hillslope, *Geomorphology* 32. pp 385-415.
- Cedeno A.R, Jr. (1998). Piping in dams-project/thesis, School of Civil and Environmental Engineering, University of New South Wales.
- Chapuis R.P, Gatién T (1986). An improved rotating cylinder technique for quantitative measurement of the scour resistance of clays, *Canadian geotechnical journal*, Vol.23, pp83-87
- Chapuis R.P. (1986). Quantitative measurement of the scour resistance of natural solid clays, *Canadian geotechnical journal*, Vol.23, pp 132-141
- Charonko C, Wynn T.L. (2010). Evaluation of an in-situ measurement technique for streambank critical shear stress and soil erodibility, *2nd Joint federal interagency conference*, Las Vegas. Pp10
- Chevalier C, Reiffsteck P, Duc M, Guédon S, Haghghi I, Pham T.L. (2009). Evaluation de la sensibilité des sols face aux risques érosifs. *Journée technique du 9 décembre 2009*, LCPC-ENPC.
- Christensen R.W, Das B.M. (1973). Hydraulic erosion of remoulded cohesive soils, Soils erosion: Causes and mechanisms, prevention and control; *Highway Research Board, Special report, No.135*. pp8-19

- Clark L.A, Wynn. T.M. (2007). Methods for determining streambank critical shear stress and soil erodibility : Implications for erosion rate predictions, *Transaction of the ASAE*, Vol.50 (1). Pp 95-106
- Cordany D. (1994). Mécanique des sols, *Lavoisier-Tec&Doc*
- Cossette D, Mazurek K.A, Rennie C.D. (2012). Critical shear stress from varied methods of analysis of a submerged circular turbulent impinging jet test for determining erosion resistance of cohesive soils, *ICSE 6-Paris*. Pp 11-18
- Courivaud J.R, Fry J.J, Bonelli S, Bendahmane N, Regazzoni P.L, Marot D. (2009). Measuring the erodibility of soil materials constituting earth embankment: a key input for dams and levees safety assessment. Author manuscript, published in “*Hydro 2009, Lyon, 26-28 octobre 2009*, Lyon: France (2009)”. pp9
- Crouch R, Novruzi T. (1989). Threshold conditions for rill initiation on a vertisol, Gunnedah, N.S.W. Australia, *Catena*, Vol.16. pp101-110
- Cui Y.J. (1993). Etude du comportement d’un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élasto-plastique. Rapport de thèse, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp334
- Dabbagh A.A, Gonzalez A.S, Pena A.S. (2002). Soil erosion by a continuous water jet, *Soils and Foundation*, Vol.42, No.5. pp1-13
- Dao L.Q, Souli H, Courivaud J.R, Fry J.J, Pinettes P, Fleureau J.M. (2012). Effect of test parameters on the results of the Jet erosion test, , *ICSE 6-Paris*. Pp 1057-1064
- Delage P, Cui Y.J. (2001). Comportement mécanique des sols non saturés, *Journal géotechnique ENPC*, référence 301. pp 19.
- Delage P, Cui Y.J. (2003). Sols non saturés-Applications au calcul des ouvrages, *Journal géotechnique ENPC*, référence 301. pp 27.
- Direction Régionale de l’Environnement, de l’Aménagement et du Logement (DREAL centre)*. (2010). *Les levées (digues) de la Loire*. Source: <http://www.centre.developpement-durable.gouv.fr/les-levees-digues-de-la-loire-a92.html>
- Deshpande N.P, Balachandar R, Mazurek K.A. (2007). Effects of test startup conditions on scour in cohesionless soils by plane turbulent wall jets. *Journal of hydraulic research*, vol.45, No.3. pp 370-387
- Dunn I.S. (1959). Tractive resistance of cohesive channels, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, pp1-24
- Emin Emiroglu M, Cihat Tuna M. (2011). The effect of tailwater depth on the local scour downstream of stepped-chutes, *Journal of Civil Engineering*, Vol.15, No.5. pp907-915
- Estabragh A.R, Javadi A.A, Boot J.C. (2004). Effect of compaction pressure on consolidation behaviour of unsaturated silty soil, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.41, pp540-550
- Faruque M.A.A, Sarathi P, Balanchandar R. (2006). Clear water local scour by submerged three-dimensional wall jets : Effect of tailwater depth, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol.132, No.6. pp575-580

- Fell R, Fry J.J. (2007). Internal Erosion of Dams and their Foundations, *Taylor & Francis Group*, London, ISBN 978-0-415-43724-0. pp245
- Fell R, Hanson G.J, Herrier G, Marot D, Wahl T.L. (2013). Chapter 5, Relationship between the erosion properties of soils and other parameters, *John Wiley & Sons*, pp387
- Fell R, Macgregor P, Stapledon D, et al. (2005). Geotechnical Engineering of Dams, *Taylor & Francis*.
- Fleureau J.M, Niokane K, Oualmakrane M et al., Souli H. Bannour H. (2011a). Etude des mécanismes mis en jeu lors du Jet Erosion Test, *Rapport intermédiaire EDF-ENISE*. Pp56
- Fleureau J.M, Dao L.Q, Oualmakrane M et al., Souli H. Bannour H. (2011b). Etude des mécanismes mis en jeu lors du Jet Erosion Test, *Rapport d'avancement EDF-ENISE*. Pp81
- Fleureau J.M, Dao L.Q, Oualmakrane M et al., Souli H. Bannour H. (2011c). Etude des mécanismes mis en jeu lors du Jet Erosion Test, *Rapport final EDF-ENISE*. Pp90
- Fleureau J.M, Kheirbek-Saoud S. Soemitro R, Taibi S. (1993). Behavior of clayey soils on drying-wetting paths. *Canadian geotechnical journal*, vol.30, pp 287-296
- Fleureau J.M, Verbrugge J.C, Huergo P.J, Correira A.G, Kheirbek-Saoud S. (2002). Aspects of the behaviour of compacted clayey soils on drying and wetting paths. *Canadian geotechnical journal*, Vol.39, pp 1341-1357
- Fox G.A, Wilson G.V. (2010). The Role of Subsurface Flow in Hillslope and Stream Bank Erosion: A Review, *SSSA journal*, Vol.74, No.3, pp 717-733
- Franti T.G, Laflen J.M, Watson D.A. (1999). Predicting soil detachment from high-discharge concentrated flow. *Transactions of the ASAE, Vo.,42, No.2*. pp329-335
- Fredlund D.G, Morgenstern N.R, Widger R.A. (1978). The shear strength of unsaturated soils, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol15(3). pp 313-321
- Fredlund D.G, Sheng D, Zhao J. (2011). Estimation of soil suction from the soil-water characteristic curve, *Canadian geotechnical journal*, Vol.48, pp 186-198
- Fredlund D.G, Xing A. (1994). Equations for the soil water characteristic curve, *Canadian geotechnical journal*, Vol.31, pp 521-532
- Garde R.J, Ranga Raju K.G. (2000). Mechanics of Sediment Transportation and Alluvial Stream Problems. *Sandeep Press*, Daryaganj, New Delhi.
- Ghebreyessus Y.T, Gantzer C.J, Alberts E.E, Lentz R.W. (1994). Soil erosion by concentrated flow : shear stress and bulk density, *Transactions of the ASAE*, Vol.37, No.6, pp 1791-1797
- Ghodsian M, Melville B, Coleman S. (2006). Scour caused by rectangular impinging Jet Erosion Test in cohesiveless beds, *Proceedings third international conference on scour and erosion ICSE*, Amsterdam, The Netherlands, pp4
- Gibbs H.J. (1962). A study of Erosion and tractive force characteristics in relation to soil mechanics properties. *Soils engineering Report*, United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Division of Engineering Laboratories, No.EM-643



- Grissinger E.H. (1966). Resistance of selected clay systems to erosion by water, *Water resources research*, Vol.2, No.1, pp 131-138
- 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*. pp741-750
- Gularte R.C, Kelly W.E, Nacci V.S. (1979a). Scouring of Cohesive Material as a Rate Process. *Civil Engineering in the Ocean IV. Proceedings of the ASCE Specialty Conference*, San Francisco, California, Vol.2, pp848-862
- Gularte R.C, Kelly W.E, Nacci V.S. (1979b). Rheological method for predicting erosion. *Maratinie technology '79: Ocean energy, 15<sup>th</sup> Annual Conference of the Marine Technologicla Society*, New Orlean, Louisiana, pp251-258
- Haghighi I. (2012). Caractérisation des phénomènes d'érosion et de dispersion des sols : développement d'essais et applications pratiques, *Rapport de thèse*, Université Paris-Est. pp191
- Hanson G.J, Cook K.R, Simon A. (1999). Determining erosion resistance of cohesive materials. *Proc. of the ASCE Water Resource Conference (CD-ROM)*. New York: ASCE.
- Hanson G.J, Cook K.R, Simon A. (2002) Non-vertical jet testing of cohesive streambank materials, *ASAE paper*, No.022119. St. Joseph, Mich.: ASAE
- Hanson G.J, Cook K.R. (2004). Apparatus, test procedures, and analytical methods to measure soil erodibility in situ. *American society of agricultural engineers ISSN 0883-8542*, vol.20(4), pp 455-462.
- Hanson G.J, Hunt S.L. (2006). Determining the erodibility of compacted soils for embankment dams, *26th Annual USSD Conference San Antonio*, Texas, pp 311-320.
- Hanson G.J, Hunt S.L. (2007) Lessons learned using laboratory JET method to measure soil erodibility of compacted soils, *Applied Engineering in Agriculture. American Society of Agricultural and Biological Engineers ISSN 0883-8542*. pp 305-312.
- Hanson G.J, Robinson K.M, Cook K.R, Temps D.M. (2004). Modeling of erosion from headcut development in channelized flow. *Advances in hydro-science and engineering*, volume VI. pp12
- Hanson G.J, Robinson K.M, Cook K.R. (2001). Prediction of headcut migration using a deterministic approach. *Transactions of the ASAE*, vol.44(3), pp 525-531
- Hanson G.J, Robinson K.M, Cook K.R. (2002). Scour below an overfall: Part II. Prediction. *Transaction of the ASAE*, vol.45(4), pp 957-964.
- Hanson G.J, Robinson K.M, Temple D.M. (1990). Pressure and stress distributions due to a submerged impinging jet, *Res. Hydr. Engr. USDA, ARS, Hydraulic engineering research unit*, 1301 N. Western, Stillwater, pp 525-530
- Hanson G.J, Robinson K.M. (1993). The influence of soil moisture and compaction on spillway erosion, *Transactions of the ASABE*, Vol.36, No.5. 1349-1352

- Hanson G.J, Simon A. (2001). Erodibility of cohesive streambeds in the loess area of the midwestern USA. *Hydrological processes*. Vol 15, pp 23-38
- Hanson G.J, Tejral R.D, Hunt S.L, Temple D.M. (2010). Internal erosion and impact of erosion resistance. *Proceedings of the 30th U.S. Society on dams annual meeting and conference*. Pp 773 - 784.
- Hanson G.J, Wahl T.L, Temple D, Hunt D, Tejral R. (2010). Erodibility characteristics of embankment materials. *ASDSO 2010-Annual conference – Seattle WA*, pp8
- Hanson G.J. (1990a). Surface erodibility of earthen channels at high stresses. Part I – Open channel testing, *Transaction of ASAE*, vol.33, No.01. pp 127-131.
- Hanson G.J. (1990b). Surface erodibility of earthen channels at high stresses. Part II – Developing an in-situ testing device, *Transaction of ASAE*, vol.33, No.01. pp 132-137.
- Hanson G.J. (1991). Development of a jet index to characterize erosion resistance of soils in earthen spillway, *Transaction of ASAE*, Vol.34, No.5. pp 2015-2020.
- Hanson G.J. (2001). Evaluating mechanics of embankment erosion during overtopping, *Proceedings of the seventh Federal interagency sedimentation conference*, Reno, Nevada
- Hanson G.J. (2001). Field and laboratory jet testing method for determining cohesive material erodibility, *Proceedings of the seventh Federal interagency sedimentation conference*, Reno, Nevada
- Haralampides K, Rodriguez A. (2006). Erosional properties of the sediments in the Petitcodiac River Estuary at Moncton, New Brunswick, *Canadian journal of civil engineering*, Vol.33. pp 1209-1216
- Hattab M, Fleureau J.M. (2010). Experimental analysis of kaolinite particle orientation during triaxial path, *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, Vol.35. pp 947-968
- Henderson C, Levett A, Lisle D. (1988). The effects of soil water content and bulk density on the compactibility and soil penetration resistance of some Western Australian sandy soils, *Australian Journal of Soil Research*, Vol.26, No.2. pp 391-400
- Hénensal P, Million Devign P, Duchatel F. (1985). Première étude de faisabilité d'un érodimètre ; *Rapport interne LCPC*, FAER 1.04.03.5. pp15
- Hénensal P, Duchatel F. (1990). L'érodimètre à jets mobiles, *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, ISSN 0458-5860, vol.167, pp. 47-52.
- Ho C.C. (2007). The erosion behaviour of revetment using geotextile, *Rapport de these*, Joseph Fourier University, Grenoble, pp267
- Jackson R. (2000). *The dynamics of fluidized particles*. Cambridge University Press
- Julian J.P, Torres R. (2006). Hydraulic erosion of cohesive riverbanks. *Geomorphology*, 76. pp 193-206
- Kamphuis J.W, Gaskin P.N, Hoogendoorn E. (1990). Erosion tests on four intact Ontario clays, *Canadian geotechnical journal*, Vol.27. pp 692-696

- Kamphuis J.W, Hall K.R. (1983). Cohesive material erosion by unidirectional current, *J. Hydraul. Eng.*, Vol. 109(1), pp 49–61
- Kamphuis J.W. (1990). Influence of sand or gravel on the erosion of cohesive sediment, *Journal of hydraulic research*, Vol.28, No.01. pp 43-53
- Kandiah A, Arulanandan K. (1974). Hydraulic erosion of cohesive soils, *Transportation Research Record* No.497
- Kelly W.E, Gularte R.C (1981). Erosion resistance of cohesive soils. *Journal of the Hydraulics Division-ASCE*, Vol.107 (10), pp 1211–1224
- Kelly W.E, Galarte R.C, Nacci V.A. (1979). Erosion of cohesive sediments as a rate process, *Ocean Engineering*, Vol.7, pp 539-551
- Krishnamurthy M. (1983). Incipient motion of cohesive soils. In: Shen H.T (Ed), Proceedings of the conference on Frontiers in Hydraulic Engineering. *American Society of Civil Engineers*, New York. Pp96-101
- Krone R. (1999). Effects of Bed Structure on Erosion of Cohesive Sediments. *J. Hydraul. Eng.*, 125(12), 1297–1301
- Lachouette D, Bonelli S, Brivois O. (2007). Modélisation de l'érosion par renard hydraulique. *25e Rencontres de l'AUGC*. 23-25 mai 2007 Bordeaux. pp8
- Lachouette D, Bonelli S, Golay F, Sepecher P. (2009). Numerical modeling of interfacial soil erosion. *19ème Congrès français de mécanique*. Marseille 24-28 août 2009. pp6
- Lachouette D, Bonelli S. (2008). Modélisation de l'érosion par renard hydraulique: du laboratoire à l'ouvrage. *26e Rencontres de l'AUGC*. 4-6 juin 2008, Nancy. pp8
- Lado M, Ben-Hur M, Shainberg I. (2004). Soil Wetting and Texture Effects on Aggregate Stability, Seal Formation, and Erosion. *Soil Science Society of American Journal*, Vol.68, No.6. pp 1992-1999
- Lefevre G, Rohan K, Douville S. (1985). Erosivity of natural intact structured clays: Evaluation, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 22(4). Pp 508-517
- Lefevre G, Rohan K, Milette J.P. (1986). Erosivity of intact clay: influence of the natural structure, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 23(4). Pp 427-434
- Léonard J, Richard G. (2003). Estimation of runoff critical shear stress for soil erosion from soil shear strength. *Catena*, vol.57. pp 233-249
- Lim S.S, Khalili N. (2009). An improved rotating cylinder test design for laboratory measurement of erosion in clayed soils, *Geotechnical testing journal*, Vol.32, No.3. pp232-238
- Lim S.S. (2006). Experimental investigation of erosion in variably saturated clay soils, *Rapport de these*, School of civil and environmental engineering, The university of New South Wales
- Lyle W.M, Smerdon E.T. (1965). Relation of compaction and other soil properties to erosion resistance of soils, *Transactions of the ASAE*, Vol.8, No.3, pp 419-422

- Machin J. (2000). Recent research on cable jet burial, *Marine Technology Society Journal*, Vol.34, No.3. pp5-10
- Marot D, Benamar A, Beguin R. (2009). Erosion de volume et érosion combinée d'interface et de volume, *CFMS Paris 2009*.
- Mazurek K.A, Gheisi A.R. (2009). Assessment of the Erodibility of a Cohesive soil using a submerged circular turbulent impinging jet. *33rd IAHR Congress: Water engineering for a Sustainable Environment*. Pp 1324-1331.
- Mazurek K.A, Hossain T. (2007). Scour by jets in cohesionless and cohesive soils, *Canadian journal of civil engineering*, Vol.34. pp 744-751
- Mazurek K.A, Rajaratnam N, Fellow, Sego D.C. (2001). Scour of cohesive soil by submerged circular turbulent impinging jets, *Journal of hydraulic engineering*, Vol.127. pp 598-606
- Mazurek K.A, Rajaratnam N, Sego D.C. (2003). Scour of a cohesive soil by submerged plane turbulent wall jets. *Journal of hydraulic research*, vol.41, No.2, pp 195-206
- Mazurek K.A. (2001). Scour of clay by jets, *Rapport de these*, In water resources engineering, Department of Civil and Environmental engineering, University of Alberta, pp 313
- Mazurek K.A. (2010). Erodibility of a cohesive soil using a submerged circular turbulent impinging jet test. *2nd Joint federal interagency conference*, Las Vegas. Pp 10.
- Mehta A.J, Parchure T.M. (2000). Surface erosion of fine-grained sediment revisited. In B.W. Flemming, M.T. Delafontain, G. Liebezeit (Eds). *Muddy coast dynamics and resource management*. Proceedings in Marine Science 2, Amsterdam: Elsevier. Pp55-74
- Mellor M. (1972). Some general relationship for idealizes jet cutting, *1<sup>st</sup> int. Symp. On Jet Cutting Technology*, Coventry. ppA2-25-36
- Mercier F. (2013). Modélisation numérique de l'érosion d'un sol cohésive par un écoulement turbulent, *Rapport de thèse*, Université d'Aix-Marseille. Pp194
- Midgley T.L, Fox G.A, Wilson G.V, Heeren D.M, Langendoen E.J, Simon A. (2013). Seepage - Induced Streambank Erosion and Instability: In Situ Constant - Head Experiments. *J. Hydrol. Eng.*, 18(10), pp 1200–1210
- Mirreh H.F, Ketcheson J.W. (1972). Influence of soil bulk density and matric pressure on soil resistance to penetration, *Canadian Journal of Soil Science*, Vol.52, pp477-483
- Mitchell J.K. (1993). Fundamentals of Soil Behavior. 2<sup>nd</sup> edition. John Wiley & Sons Inc, New York, pp437
- Mitchener H, Torfs H. (1996). Erosion of mud/sand mixtures, *Coastal engineering*, Vol.29. pp 1-25
- Mobley J, Melville J, Parker F. (2009). Evaluation of scour potential of cohesive soils. *Final report project 930-644*, Highway research centre, Auburn University Alabama pp34
- Moody J.A, Dungan Smith J. (2005). Critical shear stress for erosion of cohesive soils subjected to temperatures typical of wildfires. *Journal of geophysical research*, Vol.110. pp13

- Moore J.S. (2001). Predicting interparticle bond strength number of the headcut erodibility index from soil index tests. *Proceedings of the seventh Federal interagency sedimentation conference*, Reno, Nevada
- Moore W.L, Masch F.D. (1962). Experiments on the scour Resistance of Cohesive Sediments. *Journal of Geophysical Research*, Vol.67, No.4, pp1437-1449
- Mostafa T.S, Imran J, Chaudhry H, Kahn I.B. (2008). Erosion resistance of cohesive soils, *Journal of hydraulic research*, Vol.46, No.6, pp 777-787
- Mostafa T.S, Imran J, Chaudhry H, Kahn I.B. (2009). Erosion resistance of cohesive soils. *Journal of hydraulic research*, Vol.46, No.6. pp 777-787.
- Musavi Jahromi S.H, Helalat Nasserian H. (2010). Effect of tailwater depth on the scour downstream of falling jets, *Proceedings of the Fifth International Conference on Scour and Erosion (ICSE-5)*, pp 688-696
- Nishimura T, Fredlund D.G. (2000). Relationship between shear strength and matric suction in an unsaturated silty soil. *Proceedings of the Asia Conference on Unsaturated Soil, UNSAT ASIA 2000*. Singapore. Pp563-568
- Ouriemi M, Aussillous P, Guazzeli E. (2009). Sediment dynamics. Part 1: Bedload transport by laminar shearing flows, *Journal of Fluid Mechanics*, Vol.636, pp295-319
- Panayiotopoulos K.P, Papadopoulou C.P, Hatjioannidou A. (1994). Compaction and penetration resistance of an Alfisol and Entisol and their influence on root growth of maize seedlings, *Soil and Tillage Research*, Vol.31, pp323-337
- Pham T.L. (2008). Erosion et dispersion des sols argileux par un fluide, *Rapport de thèse de doctorat*, E.N.P.C-L.C.P.C, pp214.
- Pinettes P, Courivaud J.R, Fry J.J, Mercier F, Bonelli S. (2011). First introduction of Greg Hanson's "Jest Erosion Test" in Europe: Return on experience after 2 years of testing. *31st Annual USSD Conference*, San Diego, Clifornia, pp 1023-1032
- Posamentier H.W, Allen G.P. (1999). Siliciclastic sequence stratigraphy - concepts and applications. *SEPM Concepts in Sedimentology and Paleontology*, No.7, pp210
- Rajaratnam N, Beltaos S. (1977). Erosion by impinging circular turbulent jets, *Journal of hydraulic Division*, Vol.103, No.10. Pp 1191-1205
- Rajaratnam N, Berry B. (1977). Erosion by Circular Turbulent Wall Jets, *Journal of Hydraulic Research*, Vol.15, No.3. pp277-289
- Rajaratnam N, Mazurek K.A. (2003). Erosion d'un lit de polystyrène par des jets d'air turbulents circulaires d'incidence oblique. *Journal of hydraulic research*, vol.40, No.0, pp 709-716
- Rajaratnam N, Mazurek K.A. (2005). Impingement of circular turbulent jets on rough boundaries. *Journal of Hydraulic research*, Vol.43, No.6. pp 689-695
- Rajaratnam N. (1981). Erosion by plane turbulent jets, *Journal of hydraulic Research*, Vol.19, No.4. pp 339-358
- Rajaratnam N. (1982). Erosion by submerged circular jets, *Journal of hydraulic Division*, Vol.108, No.2. Pp 262-267

- Raudkivi A.J, Hutchinson D.L. (1974). Erosion of Kalonite by Flowing Water, *Proceedings of the Royal Society of London (serie A)*, Vol.337. pp537-554
- Raudkivi A.J, Tan S.K. (1984). Erosion of cohesive soils, *Journal of hydraulic research*, Vol.22, No.04. pp 217-233
- Rauws G, Govers G. (1988). Hydraulic and soil mechanical aspects of rill generation on agricultural soils. *Journal of Soil Science*, Vol.39. pp111-124
- Reddi L.N, 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.M, Bonala M.V.S. (2000). Comparison of internal and surface erosion using flow pump tests on a sand-kaolinite mixture, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.23, No.1. pp 116-122
- Regazzoni P.L, Hanson G.J, Wahl T, Marot D, Courivaud J.R, Fry J.J. (2010). The influence of some engineering parameters on the erosion of soils, *4th International Conference on Scour and Erosion (ISCE-4)*.
- Regazzoni P.L, Marot D, Courivaud J.R, Hanson G.J, Wahl T. (2008). Soils erodibility: a comparison between the Jet erosion test and the Hole erosion test. Inaugural international conference of the engineering mechanics institute. pp8
- Regazzoni P.L, Marot D. (2011). Investigation of interface erosion by Jet Erosion Test and statistical analysis. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 15:8, 1167-1185.
- Regazzoni P.L, Wahl T.L, Hanson G.J, Courivaud J.R, Marot D. (2008). Caractérisation de la sensibilité à l'érosion des sols: Confrontation de deux érodimètres. *Journées Nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur JNGG'08-Nantes*. pp8.
- Regazzoni P.L. (2009) Confrontation et analyse d'érodimètres et caractérisation de la sensibilité à l'érosion d'interface. *Rapport de thèse de doctorat*, IUT de Saint Nazaire, 155 pp.
- Roberts J, Jepsen R, Gotthard D, Lick W. (1998). Effects of Particle Size and Bulk Density on Erosion of Quartz Particles. *Journal of Hydraulic Engineering*, 124(12), 1261–1267.
- Robinson K.M, Hanson G.J, Cook K.R. (2002). Scour below an overfall: Part I. Investigation. *Transaction of the ASAE*, vol.45(5), pp 949-956.
- Robinson K.M, Hanson G.J. (2001). Headcut erosion research, *Proceedings of the seventh Federal interagency sedimentation conference*, Reno, Nevada
- Rockwell P.K. (1981). Water jet trenching in submerged clays, *First U.S. Water Jet Conference*, Golden, Colorado. pp195-206
- Royet P. (2005). Internal erosion problems encountered on dams and dikes in France (historical cases), *Workshop on Internal Erosion*, Aussois, pp25-27
- Römkens M.J.M, Helming K, Prasad S.N. (2001). Soil erosion under different rainfall intensities, surface roughness, and soil water regimes, *Catena*, Vol.46. pp 103-123
- Sanchez R.L, Strutynsky A.L, Silver M.L. (1983). Evaluation of the Erosion Potential of Embankment Core Materials using the Laboratory Triaxial Erosion Test procedure,

*Geotechnical Laboratory U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Technical Report GL-83-4.*

Sarathi P, Faruque M.A.A, Balachandar R. (2008). Influence of tailwater depth, sediment size and densimetric Froude number on scour by submerged square wall jets, *Journal of Hydraulic Research, Vol.46, No.2.* pp158-175

Sargunam A, Riley P, Arulanandan K, Krone K.B. (1973). Physico-chemical factors in erosion of cohesive soils, *Journal of hydraulic Division, Vol.99, No.3.* pp 555-558

Sekine M, Nishimori K.I. (2008). Erosion rate of cohesive sediment by running water, *Fourth international conference on Scour and erosion.*

Shaikh A, Ruff J.F, Abt S.R. (1988a). Erosion rate of compacted Na-Montmorillonite soils, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.114, No.3,* pp 296-305

Shaikh A, Ruff J.F, Charlie W.A, Abt S.R. (1988b). Erosion rate of dispersive and nondispersive clays, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.114, No.5,* pp 589-600

Sheppard D.M. (1998). Bridge scours in bed materials other than cohesionless sediments – part 1, *Final report, Coastal and oceanographic engineering department, University of Florida.* pp15

Shugar D, Kostaschuk R, Ashmore P, Desloges J, Burge L. (2007). In situ Jet Erosion Test-testing of the erosional resistance of cohesive streambeds, *Canadian journal of civil engineering, Vol.34.* pp 1192-1195

Sivakumar V, Wheeler S.J. (2000). Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 1: Wetting and isotropic compression, *Geotechnique, Vol.40, No.4.* pp 359-368

Stein O.R, Alonso C.V, Julien P.Y. (1993). Mechanics of jet scour downstream of a headcut, *Journal of hydraulic research, Vol.31, No.6.* pp 723-738

Stein O.R, Julien P.Y. (1994). Sediment concentration below free overfall, *Journal of hydraulic Engineering, Vol.120, No.9.* pp 1043-1059

Stein O.R, Nett D.D. (1997). Impinging jet calibration of excess shear sediment detachment parameters, *Transactions of the ASAE, Vol.40, No.6,* pp 1573-1580.

Sundaram T.L, Lui H.L. (1978). On the equivalence between stationary and non-stationary modes of operation of water jets, *4th Int. Symp. On jet cutting technology, Canterbury.* ppF2-17-30

Tarog I. (2000). Perméabilité et érosion interne des mélanges sable-argile, contribution théorique et expérimentale, *Rapport de thèse, Ecole Centrale de Lyon,* pp297

Temple D.M. (1980). Tractive force design of vegetated channels, *Transactions of the ASABE. Vol23(4),* pp 0884-0890

Thoman R.W, Niezgoda S.L. (2008). Determining erodibility, critical shear stress, and allowable discharge estimates for cohesive channels: case study in the Powder river basin of Wyoming, *Journal of hydraulic engineering, Vol.134, No.12,* pp 1677-1687

- Torfs H. (1997). Erosion of mixed cohesive/non-cohesive sediments in uniform flow. In: Burt. N, Parker. R, Watts. J (Eds), *Cohesive sediments*. Wiley, Chichester, pp 245-252
- Torri D, Sfalanga M, Chisci G. (1987). Threshold conditions for incipient rill. *Catena, Supplement 8*. pp97-105
- Vardoulakis I, Stavropoulou M, Papanastasiou P. (1996). Hydromechanical aspects of sand production problem, *Transport in Porous media, Vol.22*, pp225-244
- Vaz C.M.P, Manieri J.M, De Maria I.C, Tuller M. (2011). Modeling and correction of soil penetration resistance for varying soil water content, *Geoderma, Vol.166*, pp92-101
- Vaz C.M.P (2003). Use of a Combined Penetrometer-TDR Moisture Probe for Soil Compaction Studies, *Embrapa Agricultural Instrumentation, São Carlos, Brazil*, pp8
- Wahl T.L, Hanson G.J, Regazzoni P.L. (2009). Quantifying erodibility of embankment materials for the modeling of dam breach processes, *Presented at ASDSO Dam Safety '09*. pp24
- Wahl T.L. (2010a). Relating HET and JET test results to internal erosion field tests. *Joint federal interagency conference on sedimentation and hydrologic modeling*. Las Vegas, NV. pp12
- Wahl T.L. (2010b). Dam breach modeling – An overview of analysis methods. *2nd joint federal interagency conference on sedimentation and hydrologic modeling*. Las Vegas, NV. pp7
- Wahl T.L. (2010c). A comparison of the Hole Erosion Test and Jet Erosion Test. *2nd joint federal interagency conference on sedimentation and hydrologic modeling*. Las Vegas, NV. pp12
- Wahl T.L, Erdogan Z. (2008). Erosion indice of Soils Used in ARS Piping Breach Test, *Hydraulic Laboratory Report HL-2008-04, Bureau of Reclamation-Denver*. pp142
- Wahl TL, Regazzoni P.L, Erdogan Z. (2009). Practical Improvements for the Hole Erosion Test, *33rd IAHR Congress-Vancouver-British Columbia, Canada*. Pp 8
- Wakindiki I.I.C, Ben-Hur M. (2002). Soil Mineralogy and Texture Effects on Crust Micromorphology, Infiltration, and Erosion. *Soil Science Society of American Journal*, Vol.66, No.3. pp 897-905
- Wan C.F, 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 R-412, July, 2002*, Univ. New South Wales, Sydney, Australia, pp 358
- Wan C.F, Fell R. (2004a). Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Vol.30, No.4. pp 295-303.
- Wan C.F, Fell R. (2004b). Laboratory Tests on the Rate of piping Erosion of Soils in Embankment dams, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.27, No.3. pp 373-380.
- Weaich K, Cass A, Bristow K.L. (1992). Use of a penetration resistance characteristic to predict soil strength development during drying, *Soil and Tillage Research, Vol.25*, pp149-166



Winterwerp J.C, van Kesteren W.G.M. (2004). Introduction to the physics of cohesive sediment in the Marine Environment, *Elsevier*, Amsterdam. Pp576

Wynn T, Mostaghimi S. (2006). The effects of vegetation and soil type on stream bank erosion, Southwestern Virginia, USA. *Journal of the American Water Resources Association*, Paper No. 04154.

Zreik D.A, Krishnappan B.G, Germaine J.T, Madsen O.S, Ladd C.C. (1998). Erosional and mechanical strengths of deposited cohesive sediments. *Journal of Hydraulic Engineering-ASCE* , Vol.124 (11), pp 1076–1085