

# Sommaire

REMERCIEMENTS.....	i
RESUME .....	iii
ABSTRACT .....	iv
ملخص.....	v
LISTE DES NOTATIONS .....	x
LISTE DES FIGURES .....	xi
LISTE DES TABLEAUX .....	xv
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I - EROSION ET DISPERSION DES SOLS : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE .....	4
1.1 Introduction.....	4
1.2 Minéralogie des argiles et interaction eau-argile .....	5
1.2.1 Minéralogie des argiles .....	5
1.2.2 Interaction entre l'eau et les minéraux d'argile .....	10
1.3 Compactage du sol.....	14
1.4 Ecoulement de l'eau dans le sol .....	16
1.5 Erosion du sol : définition et type.....	17
1.5.1 Erosion externe .....	18
1.5.2 Erosion interne.....	19
1.5.3 Essais caractérisant l'érosion des sols.....	23
1.5.3.1 Érodimètre à jets mobiles .....	23
1.5.3.2 Essai d'érosion de trou .....	24
1.5.3.3 Essai triaxial d'érosion .....	25
1.6 Dispersion de sol .....	26
1.6.1 Mécanisme de dispersion .....	26
1.6.2 Facteurs influençant le phénomène de dispersion .....	27
1.6.3 Identification des sols dispersifs.....	29
1.7 Conclusion.....	37
CHAPITRE II - L'EROSION INTERNE DANS LES BARRAGES EN REMBLAIS .....	39
2.1 Introduction.....	39
2.2 Rupture des barrages en remblai .....	40
2.3 Typologie des désordres et mécanismes de rupture .....	42
2.3.1 Surverse.....	42
2.3.2 Erosion externe .....	42

2.3.3	Erosion interne.....	43
2.3.4	Rupture d'ensemble.....	43
2.4	Analyse pathologique de l'érosion interne .....	44
2.4.1	Causes liées au compactage.....	44
2.4.2	Causes dues à la mauvaise liaison du noyau avec le contour .....	45
2.4.3	Causes liées à la fissuration du remblai.....	45
2.4.4	Causes provoquées par la conduite de vidange .....	46
2.5	Modes de rupture par l'érosion interne .....	46
2.5.1	Érosion interne à travers le remblai .....	46
2.5.2	Érosion interne à travers la fondation .....	46
2.5.3	Érosion interne du remblai dans/à la fondation .....	47
2.6	Processus de l'érosion interne .....	47
2.7	Développement du l'érosion interne .....	48
2.8	Méthodes de détection de l'érosion interne .....	51
2.8.1	Auscultation des barrages en remblais .....	51
2.8.2	Dispositif d'auscultation .....	52
2.8.3	Méthodes Géophysiques .....	54
2.9	Conclusion.....	58
CHAPITRE III - ESSAI D'ERODIMETRE A JET MOBILE SUR DES DIGUES EXPERIMENTALES.....		60
3.1	Introduction.....	60
3.2	Appareillage et principe des essais .....	62
3.3	Protocole d'essai .....	63
3.3.1	Protocole classique.....	63
3.3.2	Protocole modifié .....	63
3.4	Campagne d'essais in-situ .....	64
3.4.1	Ouvrage en sol non traité.....	65
3.4.2	Ouvrage en sol traité à la chaux .....	67
3.5	Conclusion.....	75
CHAPITRE IV- ESSAI D'EROSION DE TROU SUR DES ECHANTILLONS INTACTS		76
4.1	Introduction.....	76
4.2	Appareillage et principe des essais .....	77
4.2.1	Appareillage .....	77
4.2.2	Echantillons d'essai .....	79
4.2.3	Protocole d'essai.....	79

4.2.4	Mesure du volume final du trou .....	80
4.3	Modèle d'interprétation .....	80
4.3.1	Loi d'érosion.....	80
4.3.2	Détermination du rayon instantané du trou .....	82
4.3.3	Détermination expérimentale de la masse finale érodée $M_f$ .....	83
4.3.4	Calcul du rayon $R(t)$ .....	84
4.3.5	Tracé de la loi d'érosion .....	84
4.4	Résultats typiques et obtention de la loi d'érosion.....	85
4.4.1	Paramètres mesurés.....	85
4.4.2	Courbe typique de la loi d'érosion.....	86
4.4.3	Automatisation de l'exploitation des résultats .....	86
4.5	Application de l'essai sur des échantillons intact ou peu remaniés .....	88
4.5.1	Echantillons du Canal du Nord.....	88
4.5.2	Echantillons du CER Rouen.....	93
4.5.2.1	Ouvrage non-traité.....	93
4.5.2.2	Ouvrage traité.....	97
4.6	Conclusion.....	100
CHAPITRE V - STABILISATION DES ARGILES DISPERSIVES PAR L'AJOUT DE LAIT DE CHAUX .....		101
5.1	Introduction.....	101
5.2	Utilisation des sols dispersifs dans les barrages en remblais.....	102
5.2.1	Problèmes avec les sols dispersifs .....	102
5.2.2	Construction avec les sols dispersifs .....	102
5.3	stabilisation des sols par l'utilisation des agents chimiques.....	103
5.3.1	Chaux .....	103
5.3.2	Ciment .....	104
5.3.3	Cendres volantes.....	106
5.3.4	Alun.....	106
5.4	Stabilisation des sols dispersifs .....	107
5.4.1	Chaux .....	107
5.4.2	Ciment .....	109
5.4.3	Cendres volantes .....	110
5.4.4	Alun.....	111
5.5	Utilisation de lait de chaux pour l'amélioration des caractéristiques des sols dispersifs .....	112
5.5.1	Localisation du site .....	112

5.5.2	Identification géotechnique .....	113
5.5.3	Propriété de l'additif (lait de chaux) .....	114
5.5.4	Effet de lait de chaux sur les paramètres physiques .....	114
5.5.2	Effet sur le caractère dispersif.....	120
5.6	Conclusion.....	129
CHAPITRE VI - INFLUENCE DES PARAMETRES PHYSICO-CHIMIQUES DES SOLS SUR LE CARACTERE DISPERSIF .....		131
6.1	Introduction.....	131
6.2	Principe de corrélation.....	132
6.2.1	Corrélation et régression.....	132
6.2.2	Coefficient de corrélation .....	133
6.3	Compagne d'essais .....	134
6.3.1	Localisation des matériaux et étude géotechnique .....	134
6.3.2	Caractérisation de la dispersion des échantillons .....	136
6.4	Application des corrélations simples.....	138
6.4.1	Relation entre l'indice de dispersion et l'activité de sol .....	138
6.4.2	Relation entre le SAP et l'indice de plasticité .....	138
6.4.3	Relation entre le SAP et la surface spécifique .....	139
6.4.4	Relation entre le pourcentage de sodium et l'indice de plasticité .....	140
6.4.5	Relation entre le pourcentage de sodium et la surface spécifique .....	140
6.5	Conclusion.....	141
CONCLUSION GENERALE .....		142
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....		144
ANNEXES .....		151
ANNEXE A .....		152
Fiche des essais d'Erodomètre à Jet Mobile.....		152
ANNEXE B .....		165
Fiche technique de lait de chaux.....		165
ANNEXE C .....		167
Courbes granulométriques des essais de doubles sédimentations des sols utilisés dans l'étude des corrélations.....		167

## LISTE DES NOTATIONS

$\gamma$ :	(kN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique.
$\gamma_w$ :	(kN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique de l'eau.
$\gamma_d$ :	(kN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique de sol sec
$\gamma_s$ :	(kN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique des grains solides.
$G_s$ :	(-)	Densité des grains solides.
$G_d$ :	(-)	Densité sec des grains solides.
$\rho_w$ :	(kg/m <sup>3</sup> )	Masse volumique de l'eau.
$\rho_s$ :	(kg/m <sup>3</sup> )	Masse volumique des particules solides.
$\rho_d$ :	(kg/m <sup>3</sup> )	Masse volumique sèche de sol.
$M$ :	(g)	Masse de l'échantillon.
$e$ :	(-)	Indice des vides.
$n$ :	(-)	Porosité.
$h$ :	(m)	Charge hydraulique.
$i$ :	(-)	Gradient hydraulique.
$i_c$ :	(-)	Gradient hydraulique critique.
$l$ :	(m)	Largeur de la base de l'ouvrage.
$k$ :	(cm/s)	Conductivité hydrique.
$Q$ :	(ml/s)	Débit d'écoulement.
$v$ :	(mm/s)	Vitesse d'écoulement.
$Re$ :	(-)	Nombre de Reynolds.
$CEC$ :	(méq/100g)	Capacité d'échange cationique.
$D$ :	(%)	Indice de dispersion.
$SAR$ :	(%)	Rapport d'absorption du sodium.
$ESP$ :	(%)	Pourcentage de sodium échangeable.
$TDS$ :	(méq/l)	Total des sels dissous.
$\dot{\epsilon}$ :	(g/cm <sup>2</sup> /min)	Taux d'érosion.
$\tau$ :	(Pa)	Contrainte de cisaillement.
$\tau_{cr}$ :	(Pa)	Contrainte de cisaillement critique.
$k_{er}$ :	(sm <sup>-1</sup> )	Coefficient d'érosion de sol
$L$ :	(m)	Longueur de l'échantillon
$D_0$ :	(mm)	Diamètre de trou initial.
$D_f$ :	(mm)	Diamètre de trou final.
$P$ :	(m)	Profondeur
$\omega_{opn}$ :	(%)	Teneur en eau naturelle optimale.
$\omega_L$ :	(%)	Limite de liquidité.
$\omega_P$ :	(%)	Limite de plasticité.
$I_P$ :	(%)	Indice de plasticité
$MO$ :	(%)	Teneur en matière organique.

# LISTE DES FIGURES

<b>Figure 1</b> : Rupture par Erosion interne de la digue de Tunbridge, Tasmania – Australia (2008).....	2
--	---

## Chapitre 1

<b>Figure 1.1</b> : (a) : Couche tétraédrique (siliceuse) ; (b) : Couche octaédrique (alumineuse) ; (c) : Les tétraèdres ; (d) : Feuillet chargé (Eslinger et Peaver, 1988 cité par Zadjoui, 2009) 6	
<b>Figure 1.2</b> : Structure de la Kaolinite (Das, 2010). ....	7
<b>Figure 1.3</b> : Structure de l'illite (Das, 2010).....	8
<b>Figure 1.4</b> : Structure de la montmorillonite (Das, 2010).....	9
<b>Figure 1.5</b> : Schéma des structures : (a) : la kaolinite, (b) : l'illite, (c) : la montmorillonite (Das, 2010). ....	9
<b>Figure 1.6</b> : Schéma d'une molécule d'eau (Das, 2010). ....	10
<b>Figure 1.7</b> : Mécanismes d'absorption de l'eau par la surface d'argile: a) liaison d'hydrogène ; b) hydrations d'ion ; c) attraction par osmose ; d) attraction dipolaire (Mitchell, 1976 cité par Fell and al., 1992).....	11
<b>Figure 1.8</b> : Double couche diffuse : (a) : Modèle de Gouy-Chapman1910-1913 (Pansu and Gautheyrou, 2006) ; (b) : Modèle de Stern (Lepluart, 2002).....	14
<b>Figure 1.9</b> : Courbes Proctor (Degoute et Royet, 2009).....	15
<b>Figure 1.10</b> : Zone d'écoulement laminaire et d'écoulement turbulent (Taylor, 1948 cité par Holtz et Kovacs., 1991). ....	16
<b>Figure 1.11</b> : Définition de gradient hydraulique.....	17
<b>Figure 1.12</b> : Phénomène de boullance (schéma de principe). ....	19
<b>Figure 1.13</b> : Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion dans un barrage (Adapté de Schuler et Brauns 1996 cité par Blais, 2004). ....	21
<b>Figure 1.14</b> : Phénomène du Renard.....	22
<b>Figure 1.15</b> : Phénomène de suffusion (Schéma de principe).....	22
<b>Figure 1.16</b> : Érodimètre à jets mobiles au laboratoire (Reiffsteck et al., 2006).....	23
<b>Figure 1.17</b> : Schéma d'appareillage de Hole Erosion Test (Wan and Fell, 2004). ....	25
<b>Figure 1.18</b> : Schéma d'appareillage de Triaxial Erosion Test (Sanchez and al., 1983).....	26
<b>Figure 1.19</b> : Comportement des sols non sodiques et sodiques dans l'eau (Anon, 1999)...	28
<b>Figure 1.20</b> : Essais typiques de Crumb test (Nelson, 1991). ....	31
<b>Figure 1.21</b> : Détail de la cellule de Pinhole test (Fell and al., 1992).....	31
<b>Figure 1.22</b> : Pourcentage de dispersion déterminé par l'essai de sédimentation en parallèle, a : standard test, b : essais sans agent dispersant ni agitation mécanique (Vanicek and Vanicek, 2008). ....	33
<b>Figure 1.23</b> : Corrélation entre les essais chimiques et le Pinhole test (Knodel, 1991). ....	36
<b>Figure 1.24</b> : Potentiel de dispersion évalué après l'analyse des sels dissous dans l'eau adsorbé (Knodel, 1991). ....	36

## Chapitre 2

<b>Figure 2.1</b> : Mécanisme de rupture par surverse. ....	42
<b>Figure 2.2</b> : Mécanisme d'affouillement en pied de digue (Mériax et al, 2004). ....	43
<b>Figure 2.3</b> : Modèle pour le développement de l'érosion interne dans la fondation (Fell and al., 2001) .....	49
<b>Figure 2.4</b> : Modèle pour le développement de l'érosion interne dans le remblai (Fell and al., 2001). ....	50
<b>Figure 2.5</b> : Modèle pour le développement de l'érosion interne du remblai à la fondation (Fell and al., 2001). ....	50
<b>Figure 2.6</b> : Organigramme présentant les interactions engendrées par le phénomène d'érosion interne sur plusieurs paramètres d'état d'un matériau (Johansson, 1997). ....	55
<b>Figure 2.7</b> : La thermométrie profonde. (a) : Schéma de dispositif de mesure, (b) : Exemple de fuite détecté par thermométrie profonde (Lautrin, 2003). ....	56

## Chapitre 3

<b>Figure 2.8</b> : Principe de mesure de la résistivité du sol (Cunat, 2012). ....	57
<b>Figure 3.1</b> : Erodimètre à jets fixes LCPC (Hénensal et al., 1985) .....	61
<b>Figure 3.2</b> : Erodimètre à Jet Mobile LCPC (Hénensal et al., 1987). ....	62
<b>Figure 3.3</b> : Appareil d'essai EJM ; (a) : l'érodeur, (b) : appareillage annexe (Haghighi, 2012). ....	62
<b>Figure 3.4</b> : Surface de sol avant et après l'essai sur l'ouvrage non traité à 28 jours. ....	65
<b>Figure 3.5</b> : Masse cumulée en fonction du temps pour l'ouvrage non-traité après 28 jours	66
<b>Figure 3.6</b> : Taux d'érosion en fonction du temps pour l'ouvrage non-traité après 28 jours. ....	66
<b>Figure 3.7</b> : Profondeur moyenne des sillons en fonction de la masse cumulée totale (digue en sol non traité). ....	66
<b>Figure 3.8</b> : Surface de sol avant et après l'essai sur l'ouvrage traité ; (a) après 28 jours ; (b) : après 365 jours. ....	67
<b>Figure 3.9</b> : Masse cumulée en fonction du temps pour l'ouvrage traité après 28 jours .....	68
<b>Figure 3.10</b> : Masse cumulée en fonction du temps pour l'ouvrage traité après 365 jours. ....	69
<b>Figure 3.11</b> : Taux d'érosion en fonction du temps pour l'ouvrage traité après 28 jours. ....	70
<b>Figure 3.12</b> : Taux d'érosion en fonction du temps pour l'ouvrage traité après 365 jours. ....	70
<b>Figure 3.13</b> : Masse cumulée en fonction du temps des essais EJM sur les digues du CER Rouen. ....	72
<b>Figure 3.14</b> : Taux d'érosion en fonction du temps des essais EJM sur les digues du CER Rouen. ....	73

## Chapitre 4

<b>Figure 4.1</b> : Schéma du dispositif de l'essai d'érosion de trou à l'IFSTTAR Paris. ....	77
<b>Figure 4.2</b> : Cellule d'essai. ....	78
<b>Figure 4.3</b> : (a) : Capteurs de pression, (b) : Turbidimètre. ....	78

<b>Figure 4.4 :</b> Préparation de l'échantillon.....	79
<b>Figure 4.5 :</b> Mesure du volume final du sol érodé. ....	80
<b>Figure 4.6 :</b> Schéma de l'interface lors d'un essai d'érosion de trou : configuration de l'écoulement axisymétrique avec érosion de la paroi et transport des particules érodées (Pham, 2008). ....	81
<b>Figure 4.7 :</b> Courbe typique de la loi d'érosion (Pham, 2008). ....	86
<b>Figure 4.8 :</b> Méthode de calcul des moyennes (Pham, 2008). ....	87
<b>Figure 4.9 :</b> Courbe typique de la loi d'érosion interne après lissage et calcul de moyennes (Pham, 2008). ....	88
<b>Figure 4.10 :</b> Echantillons du Canal de Nord par profondeur. ....	89
<b>Figure 4.11 :</b> Rupture de l'éprouvette de profondeur 2.30m.....	90
<b>Figure 4.12 :</b> Evolution des débits au cours de temps pour les échantillons du canal de Nord. ....	89
<b>Figure 4.13 :</b> Evolution de la turbidité au cours de temps pour les échantillons du canal de Nord. ....	90
<b>Figure 4.14 :</b> Evolution de contrainte de cisaillement ( $\tau$ ) et de taux d'érosion ( $\dot{\epsilon}$ ) au cours de temps pour les échantillons du canal de Nord. ....	91
<b>Figure 4.15 :</b> Lois d'érosion pour les échantillons du canal de Nord. ....	92
<b>Figure 4.16 :</b> Evolution de débit et de turbidité au cours de temps pour le sol non-traitées échantillons de sol non-traité. ....	94
<b>Figure 4.17 :</b> Evolution de contrainte de cisaillement ( $\tau$ ) et de taux d'érosion ( $\dot{\epsilon}$ ) au cours de temps pour les échantillons de sol non-traité. ....	95
<b>Figure 4.18 :</b> Résultat des essais réalisés sur les échantillons de sol non-traité (loi d'érosion). ....	96
<b>Figure 4.19 :</b> Evolution de la différence de pression et de débit au cours de temps pour les échantillons de sol traité testés après 28 jours. ....	98
<b>Figure 4.20 :</b> Evolution de la différence de pression et de débit au cours de temps pour les échantillons de sol traité testés après 365 jours. ....	99

## Chapitre 5

<b>Figure 5.1 :</b> Résultats de l'essai de gonflement libre d'un sol traité à la chaux (Bhuvaneshwari and al., 2007). ....	108
<b>Figure 5.2 :</b> Résultats de l'essai de double hydromètre (Bhuvaneshwari and al., 2007).....	108
<b>Figure 5.3 :</b> Effet de ciment sur les limites d'Atterberg (Umesha and al., 2009). ....	109
<b>Figure 5.4 :</b> Effet du ciment sur la courbe Proctor (Umesha and al., 2009). ....	110
<b>Figure 5.5 :</b> Variation de la masse volumique sèche de sol traité aux les cendres volantes (Indraratna, 1996).....	110
<b>Figure 5.6 :</b> Comportement de consolidation des échantillons de sol traités aux cendres volantes (Indraratna, 1996).....	111
<b>Figure 5.7 :</b> Pourcentage de dispersion de la bentonite dispersée après traitement d'alun (Ouhadi and Goodarzi, 2006). ....	112
<b>Figure 5.8 :</b> Localisation de sol de Beni Ouarsous.....	112

<b>Figure 5.9 :</b> Courbe granulométrique de sol de Beni Ouarsous. ....	114
<b>Figure 5.10 :</b> Résultats de l'essai Proctor. ....	116
<b>Figure 5.11 :</b> Effet de lait de chaux sur l'optimum Proctor. ....	117
<b>Figure 5.12 :</b> Effet de lait de chaux sur les limites d'Atterberg.....	118
<b>Figure 5.13 :</b> Effet de lait de chaux sur l'indice de vide de sol traité. ....	119
<b>Figure 5.14 :</b> Classe de dispersion des essais d'émiettage .....	121
<b>Figure 5.15 :</b> Courbe granulométrique des échantillons de sol traité : (a) : 0 % ; (b) : 2 %, (c) : 4 %.....	123
<b>Figure 5.16 :</b> Courbe granulométrique des échantillons de sol traité (suite) : (d) : 6 % ; (e) : 8% ; (f) : 10 %.....	124
<b>Figure 5.17 :</b> Résultats de l'essai de sédimentation en parallèle.....	125
<b>Figure 5.18 :</b> Résultats des essais de sédimentation en parallèle par photographie (sans défloculant).....	125
<b>Figure 5.19 :</b> Evolution de débit d'écoulement en fonction du temps et de la charge hydraulique appliquée. ....	128

## Chapitre 6

<b>Figure 6.1 :</b> Localisation des sols utilisés dans cette étude.....	135
<b>Figure 6.2 :</b> Relation entre l'indice de dispersion et l'activité. ....	138
<b>Figure 6.3 :</b> Relation entre le SAR et l'indice de plasticité. ....	139
<b>Figure 6.4 :</b> Relation entre le SAR et la surface spécifique .....	139
<b>Figure 6.5 :</b> Relation entre le SP et l'indice de plasticité .....	140
<b>Figure 6.6 :</b> Relation entre le SP et la surface spécifique.....	141

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre 1

<b>Tableau 1.1 :</b> Procédures de l'essai de trou d'épingle.....	32
---	----

<b>Tableau 1.2 :</b> Domaine de la dispersion selon l'indice de dispersion.....	34
---	----

## Chapitre 2

<b>Tableau 2.1 :</b> Statistiques des ruptures des grandes barrages en remblai jusqu'en 1986 (Foster and al., 2000a cité par Fell and al., 2005).....	41
---	----

<b>Tableau 2.2 :</b> Moment de ruptures par l'érosion interne par rapport à l'âge de la digue (Foster et al., 2000 cité par Fell et al., 2005). ....	43
--	----

## Chapitre 3

<b>Tableau 3.1 :</b> Essais EJM réalisé sur les digues expérimentales de CER Rouen.....	71
---	----

## Chapitre 4

<b>Tableau 4.1 :</b> Caractéristiques des éprouvettes du canal du Nord Testés au laboratoire. ....	89
--	----

<b>Tableau 4.2 :</b> Résultats des essais HET sur les échantillons du canal du Nord. ....	92
---	----

<b>Tableau 4.3 :</b> Caractéristiques des éprouvettes de la digue non-traitée du CER Rouen testés au laboratoire. ....	93
--	----

<b>Tableau 4.4 :</b> Résultats des essais HET sur les échantillons de sol non-traité du CER Rouen. ....	96
---	----

<b>Tableau 4.5 :</b> Caractéristiques des éprouvettes de la digue traité du CER Rouen testés au laboratoire. ....	97
---	----

## Chapitre 5

<b>Tableau 5.1 :</b> Mécanisme de stabilisation des sols par le ciment. ....	105
--	-----

<b>Tableau 5.2 :</b> Échangeables des cations dans des échantillons de sol (Bhuvaneshwari and al., 2007). ....	109
--	-----

<b>Tableau 5.3 :</b> Propriétés géotechnique de sol Beni Ouarsous.....	113
--	-----

<b>Tableau 5.4 :</b> Composantes de Lait de chaux utilisé dans notre étude.....	114
---	-----

<b>Tableau 5.5 :</b> Résultat des essais de compactage de sol traité au lait de chaux. ....	116
---	-----

<b>Tableau 5.6 :</b> Limites d'Atterberg de sol traité au lait de chaux. ....	117
---	-----

<b>Tableau 5.7 :</b> Résultats de mesure des indices des vides par le principe de pesée hydrostatique.....	119
--	-----

<b>Tableau 5.8 :</b> Résultats de l'essai d'émiettage. ....	120
---	-----

<b>Tableau 5.9 :</b> Résultats des essais de sédimentation en parallèle ....	122
--	-----

<b>Tableau 5.10 :</b> Résultats des essais de Pinhole test par photographie. ....	126
---	-----

<b>Tableau 5.11 :</b> Résultats de l'essai de trou d'épingle. ....	127
--	-----

<b>Tableau 5.12</b> : Résultat des analyses chimiques des échantillons. ....	129
--	-----

## **Chapitre 6**

<b>Tableau 6.1</b> : Propriétés géotechniques des sols étudiés .....	135
--	-----

<b>Tableau 6.2</b> : Indice de dispersion des sols étudiés .....	136
--	-----

<b>Tableau 6.3</b> : Résultats des analyses chimiques .....	137
---	-----

# INTRODUCTION GENERALE

## Enjeux et problématique

Depuis la naissance de la géotechnique, l'utilisation des sols a connue une grande importance dans le domaine de génie civil, spécifiquement dans le domaine routier et surtout pour la construction des barrages alors que le pourcentage des barrages en remblais attient plus de 60 % à l'heure actuelle. Cette augmentation d'utilisation a pour causes la compréhension des principes de la mécanique des sols, en plus l'aspect économique d'utilisé des matériaux naturelles. Alors que cette augmentation été accompagné par un grande nombre de problèmes qui résulte des grandes catastrophes humaines et économique : la rupture de barrage du Vajont (Italie) en 1963 par glissement de terrain, environ 1900 personnes ont été tuées, ainsi la rupture de barrage de Teton (États Unis) en 1976 par érosion interne ; l'effondrement du barrage a eu comme conséquence les décès de 11 personnes et 13.000 tête de bétails (Belarbi et al., 2012).

Dans un ouvrage hydraulique, les particules fines peuvent être sujettes à des phénomènes d'arrachement et de transport sous l'action de l'écoulement interne. Cette migration, connue sous le nom d'érosion interne, va influencer sur la granulométrie et sur la porosité des matériaux constitutifs de l'ouvrage, ce qui va provoquer des variations au niveau des caractéristiques hydrauliques et mécaniques. Ceci peut engendrer une perte d'étanchéité, un renard, un glissement, un tassement, une surverse et au stade ultime la formation de la brèche. Ainsi, le risque de rupture par érosion interne augmente avec l'âge du barrage. Il est donc un mécanisme majeur responsable des instabilités constatées sur site et est devenue l'une des préoccupations des spécialistes des ouvrages hydrauliques. Les désordres constatés

sur des ouvrages récents soulignent la nécessité d'une meilleure compréhension et quantification des phénomènes qui régissent l'érosion interne.



**Figure 1** : Rupture par Erosion interne de la digue de Tunbridge, Tasmania – Australia (2008). (Source : <http://www.geoengineer.org/>)

Plusieurs ouvrages hydrauliques ont subi des problèmes d'érosion grasse à la présence des sols dispersifs dans le corps de barrage. Les sols dispersifs sont caractérisés par une structure instable, facilement déflocule dans l'eau, et donc très érodable (Zouluer and al., 2005). Les sols dispersifs sont sensibles à l'érosion dans la nature et ont tendance à séparer en présence d'eau et d'éroder sous une petite vitesse d'écoulement conduisant à des problèmes de stabilité des ouvrages en terre. L'érosion due à la dispersion du sol dépend de la minéralogie et de la composition chimique de l'argile ainsi les sels dissous dans l'eau interstitielle. La dispersivité du sol est principalement due à la présence de sodium échangeable présent dans la structure des argiles d'où les forces attractives sont moins que les forces répulsives, et cela conduira la particule à se séparer et à se déplacer en suspension.

Dans les projets géotechniques, la simple procédure d'éviter les problèmes des sols dispersifs est de les remplacer par un autre sol non dispersif. Cependant les traitements chimiques sont utilisés dans plusieurs cas pour franchir les problèmes de dispersion (Ouhahi and Goodarzi, 2006), les matériaux les plus utilisés sont la chaux et le ciment. D'autre part, l'utilisation des traitements chimiques dans les ouvrages en terre est limitée, non seulement à cause de l'aspect économique, mais aussi à cause de plusieurs impacts négatifs. Pour certain sols, le traitement est accompagné par le risque de pollution (Vanicek and Vanicek, 2008).

## **Description générale**

L'objectif principal de cette recherche est d'enrichir la compréhension des phénomènes d'érosion et de dispersion auxquels sont inscrits les problèmes d'instabilité des ouvrages en terre.

Cette thèse est structurée en six chapitres :

Le premier chapitre de caractère bibliographique sur les éléments influençant et déclenchant des phénomènes de dispersion et de l'érosion montrent l'apport de la structures d'un sol sur ces phénomènes.

Dans le deuxième chapitre, le phénomène d'érosion interne est étudié au sein des ouvrages hydrauliques. Des statistiques de rupture, le mécanisme et le développement de phénomène dans le corps du barrage sont traités. Et on va aussi passer en revue les méthodes et les dispositifs d'auscultation des barrages en remblais, puis les méthodes de détection de l'érosion interne.

Le troisième chapitre présente les résultats d'une série d'essai d'Erodimètre à Jet Mobile effectuée sur deux digues expérimentales réalisées dans le Centre de l'Expérimentation et de Recherche (CER) de Rouen (France), ces digues sont construites par un sol limoneux, dont l'une est traitée à la chaux. Les essais sont effectués après 28 jours de cure puis après un an.

Le quatrième chapitre présente les résultats de l'essai d'érosion de trou (Hole Erosion Test), effectués sur des échantillons intact ou peu remaniés. Ces échantillons proviennent de la digue du canal du Nord et des digues expérimentales du CER Rouen aussi.

En cinquième chapitre, la stabilisation des sols dispersifs est étudiée, il contient une revue des travaux antérieurs, puis les résultats expérimentaux concernant l'ajout de lait de chaux sont présentés et analysés.

Le sixième chapitre présente les résultats d'une étude des corrélations entre les paramètres physico-chimiques des sols fins et le caractère dispersif, ce dernier est représenté par l'indice de dispersion (essai de double sédimentation), le pourcentage de sodium (SP) et le rapport d'absorption de sodium (SAR) (Essais chimiques). Des équations sont déduites par des corrélations simples

Enfin une conclusion générale rassemble les points importants déduite de ce travail.

# **1 CHAPITRE I - EROSION ET DISPERSION DES SOLS : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE**

## **1.1 Introduction**

Le sol est un système hétérogène, polyphasique, finement divisé, dispersé et poreux dans le quel la surface interfaciale par unité de volume peut être extrêmement grande. Le sol est le résultat d'une altération naturelle physique ou chimique des roches. C'est un agrégat naturel de grains minéraux, séparables par une action mécanique légère. La nature dispersée du sol et par conséquent, son activité interfaciale, donnent lieu a des phénomènes de gonflement, de retrait, de dispersion, d'agrégation, d'adhésion, d'absorption, d'échanges ioniques, ...

Les trois phases naturelles sont présentées dans le sol : la phase solide est présentée par les particules de sol, la phase liquide par l'eau de sol, et la phase gazeuse par l'air du sol. On peu dire que c'est un système complexe.

Les propriétés du sol qui affectent l'érosion sont : la taille et la distribution des particules, le compactage, la perméabilité, la teneur en eau et la cohésion ou la plasticité. À une vitesse donnée de l'écoulement, les particules les plus petites sont plus susceptibles d'être prélevées et transporté (Long and Demars, 2004).

Le présent chapitre constitué de trois parties, la première partie est consacres à la minéralogie des argiles et l'interaction eau-argile, l'écoulement de l'eau dans le sol et le principe de compactage ; dans la deuxième partie on présente le phénomène

d'érosion, leur types et les essais caractérisant ; dans la troisième partie, le phénomène de dispersion est étudié ainsi les paramètres influençant le phénomène et les essais caractérisant.

## **1.2 Minéralogie des argiles et interaction eau-argile**

### **1.2.1 Minéralogie des argiles**

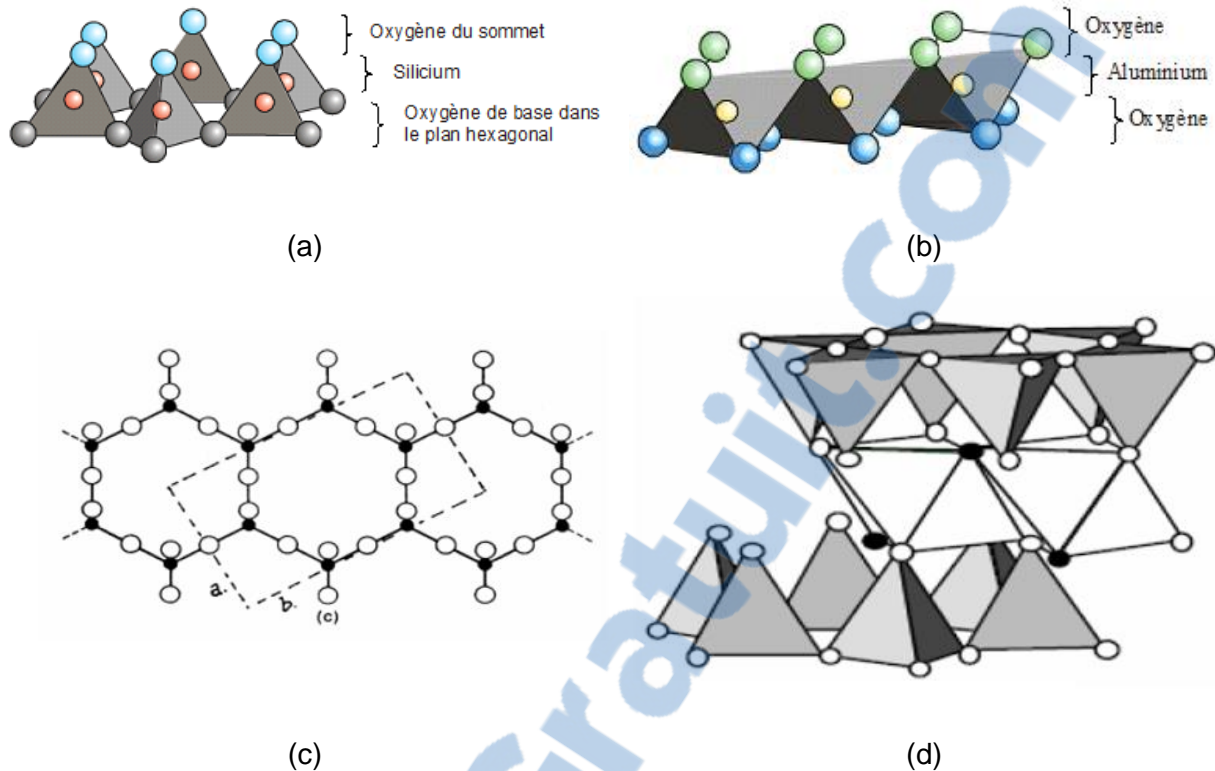
A l'échelle microscopique, les argiles sont formées par l'assemblage de particules de taille inférieure à 2µm chargées négativement comme la smectite, l'illite et la kaolinite. La présence de tels minéraux rend l'argile fortement sensible aux molécules polaires d'eau. Cette sensibilité se traduit par le gonflement, le retrait et le changement des propriétés mécaniques.

Parmi les groupes de minéraux argileux on distingue : le groupe de la kaolinite, le groupe des micas, le groupe de la montmorillonite, le groupe des chlorites, le groupe des vermiculites, les minéraux argileux interstratifiés. Les minéraux argileux sont des phyllosilicates, c'est-à-dire des silicates en feuilles. Chaque feuille est composée d'un empilement de feuillets. L'étude du feuillet définit le minéral. On distingue 4 niveaux d'organisation :

- ✓ Les plans sont constitués par les atomes;
- ✓ Les feuillets, tétraédriques (figure 1.1.a) ou octaédriques (figure 1.1.b), sont formés par une combinaison de plans (figure 1.1.c);
- ✓ Les couches correspondent à des combinaisons de feuillets (figure 1.1.d);
- ✓ Le cristal résulte de l'empilement de plusieurs couches.

#### **1.2.1.1 Structure moléculaire microscopique des argiles**

Les particules d'argile sont donc soumises à un ensemble de forces d'attraction et de répulsion qui varient avec la teneur en eau et dépendent des substitutions isomorphes (Reiffsteck, 1999, cité par Zadjoui, 2009). Malgré la simplicité apparente de la structure des argiles, on en dénombre un très grand nombre d'espèces qui se distinguent par les défauts liés à ces substitutions isomorphes au moment de la formation. L'arrangement des particules de sols argileux, qui interagissent avec l'eau et les ions qu'elle transporte, dépend beaucoup du milieu de déposition.



**Figure 1.1** : (a) : Couche tétraédrique (siliceuse) ; (b) : Couche octaédrique (alumineuse) ; (c) : Les tétraèdres ; (d) : Feuillet chargé (Eslinger et Peaver, 1988 cité par Zadjoui, 2009)

Les principaux groupes de ces minéraux argileux sont :

#### a- Kaolinite

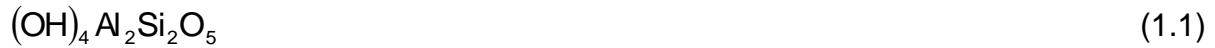
Le mot kaolin vient du nom d'une colline chinoise où ce produit fut extrait au long des siècles. Le nom de kaolinite est utilisé pour la première fois dans le vocabulaire scientifique par Johnson et Blake (1867) (cité par Zadjoui, 2009) . La structure de la kaolinite a été établie par Gruner (1932) et révisée par Brindley et Robinson (1946) (cité par Zadjoui, 2009) . Chaque feuillet de la kaolinite est composé de l'association de deux couche différente, nommées couche tétraédrique et couche octaédrique :

La couche tétraédrique est ainsi nommée parce qu'elle est formée de l'association de tétraèdres, liés entre eux, en couche plane. Chaque tétraèdre a ses quatre sommets occupés par des atomes d'oxygène et son centre occupé par un atome de silicium qui partage ses quatre charges positives avec les quatre atomes d'oxygène des sommets.

La couche octaédrique est formée d'octaèdres, liés entre eux, en couche plane. Ces octaèdres ont leurs six sommets occupés par des atomes d'oxygène ou des

groupements hydroxyles (OH). Le cœur des octaèdres est occupé par un atome d'aluminium.

En associant une couche tétraédrique siliceuse à une couche octaédrique alumineuse, on obtient le feuillet de la kaolinite qui est électriquement neutre. La formule structurale de la kaolinite est la suivante :



L'empilement régulier de ces feuillets définit la kaolinite et la périodicité de cet empilement est de 7 Å environ.

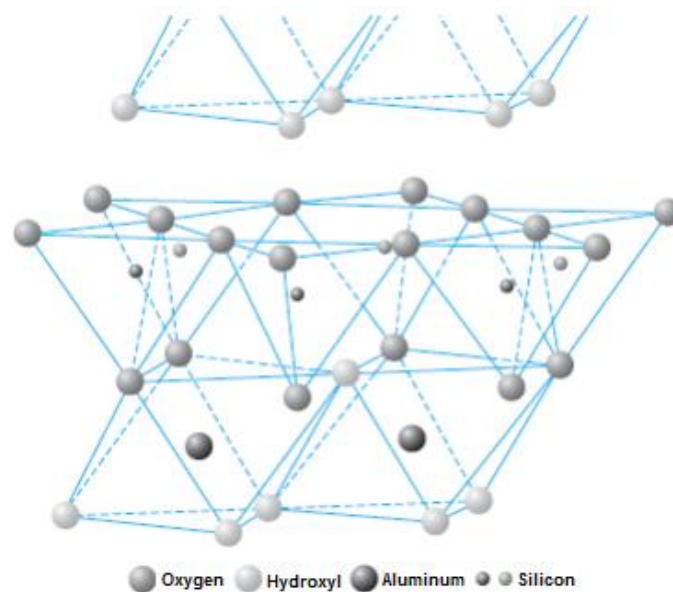
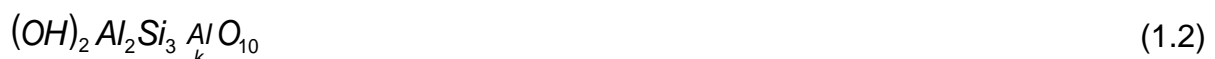


Figure 1.2 : Structure de la Kaolinite (Das, 2010).

#### b- *Micas*

La structure des micas a été établie par Mauguin (1928) (cité par Zadjoui, 2009) et Pauling (1930) (cité par Zadjoui, 2009). Une couche octaédrique est comprise entre deux couches tétraédriques; La couche octaédrique est garnie par des ions hexacoordonnés de nature variable qui détermine la variété des micas; Les tétraèdres de la couche tétraédrique sont occupés trois fois sur quatre par Si et une fois sur quatre par Al. Ceci crée un déficit de charge pour cette couche ; ce déficit est comblé par de gros ions, généralement des ions potassium, qui sont situés entre les feuillets et assurent la liaison de ceux-ci. Ces feuillets sont tenus entre eux par des ions K et ne peuvent glisser les uns sur les autres.

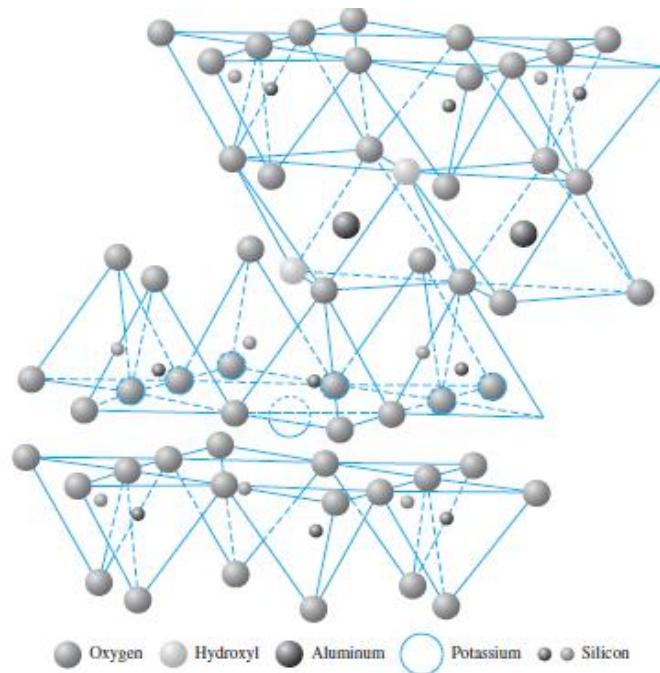


### c- Illites

Le terme illite a été proposé (Grim, Bray et Bradley, 1937) (cité par Zadjoui, 2009) comme nom d'après le nom de l'état d'Illinois, USA. Les illites sont les plus répandues des minéraux argileux dans la nature. Les analyses chimiques ont montré dès le début que moins d'un ion de silicium sur quatre était remplacé par un ion d'aluminium, ce qui diminue d'autant la quantité d'alcalins entre les feuillets. Un remplacement partiel des ions Al octaédriques par des ions Mg, Fe<sup>2+</sup> et Fe<sup>3+</sup> est fréquent. La formule structurale est variable selon le modèle suivant :

$$(OH)_2 Al_2 Si_{4-x} Al_x O_{10} \text{ avec } 0,5 < x < 0,75 \quad (1.3)$$

Dans l'ensemble, les illites sont à considérer comme des micas de très petite taille, où les ions potassium sont en déficit et remplacés par l'eau.



**Figure 1.3 :** Structure de l'Illite (Das, 2010).

### d- Montmorillonite

Le terme de montmorillonite a été proposé par Damour et Salvétat (1847) d'après le nom de la ville de Montmorillon (Vienne, France). Les montmorillonites sont des minéraux voisins des micas, mais les liaisons entre les feuillets sont affaiblies, si bien que de l'eau se glisse entre ces feuillets en quantité variable, ce qui donne à la périodicité de l'empilement une valeur également variable, souvent voisine de 14 Å. Dans le "pôle" montmorillonite, il n'y a pas de remplacement du silicium des

tétraèdres par l'aluminium, mais remplacement partiel de l'aluminium des octaèdres par du magnésium ; ceci crée un déficit de charge compensé par des ions, situés entre les feuillets et qui sont échangeables, fréquemment représentés dans la nature par Na et Ca.

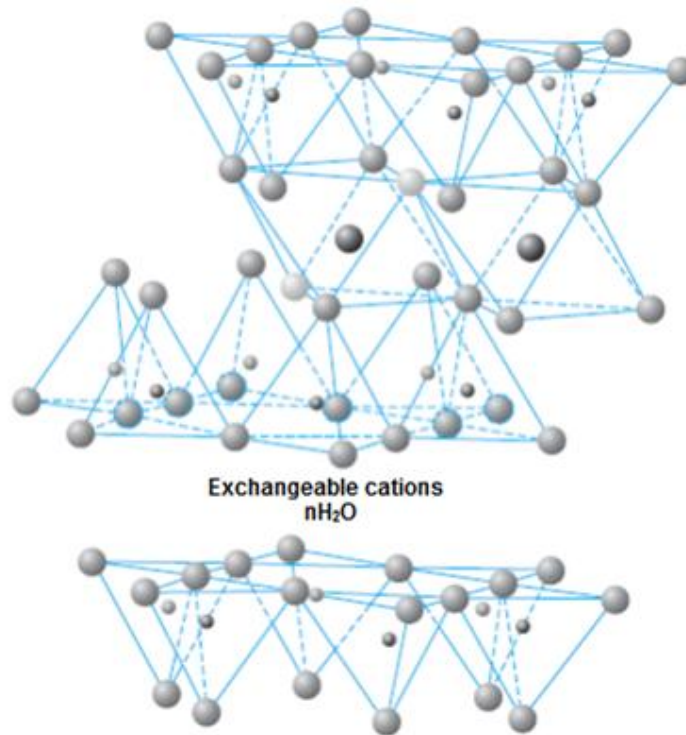


Figure 1.4 : Structure de la montmorillonite (Das, 2010).

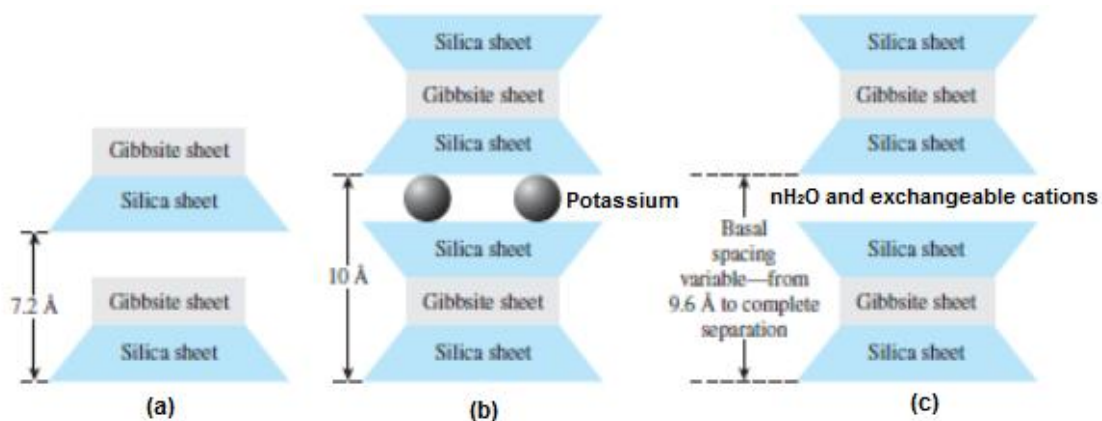


Figure 1.5 : Schéma des structures : (a) : la kaolinite, (b) : l'illite, (c) : la montmorillonite (Das, 2010).

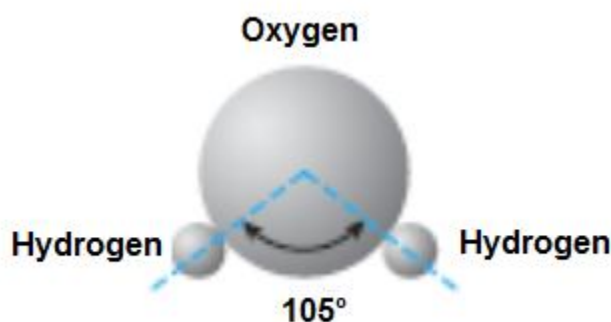
## 1.2.2 Interaction entre l'eau et les minéraux d'argile

Les argiles présentent, à des degrés différents suivant leur nature, une grande affinité pour l'eau. La variété des comportements de l'argile vis-à-vis de l'eau peut être attribuée d'une part aux différents d'affinité cation – eau, et d'autre part, à l'intervention directe du cation dans les forces de cohésion interfeuillets. Lorsqu'une molécule d'eau pénètre entre deux feuillets, elle doit vaincre les forces de cohésion existantes entre les feuillets. La plus ou moins grande facilité de l'hydratation résulte de la concurrence entre deux processus mettant en jeu (Tarog, 2000) :

- ✓ Une énergie d'attraction des molécules d'eau qui comprend à la fois l'énergie d'interaction cation–eau, d'autant plus grand que le diamètre cation est faible, et l'énergie due à des interaction entre les molécules d'eau et les feuillets ;
- ✓ Une énergie de cohésion interfeuillets qui résulte du rôle du cation (la cohésion est d'autant plus faible que le diamètre du cation est petit) et de l'existence de forces de liaisons entre les feuillets adjacents.

### 1.2.2.1 Eau adsorbée

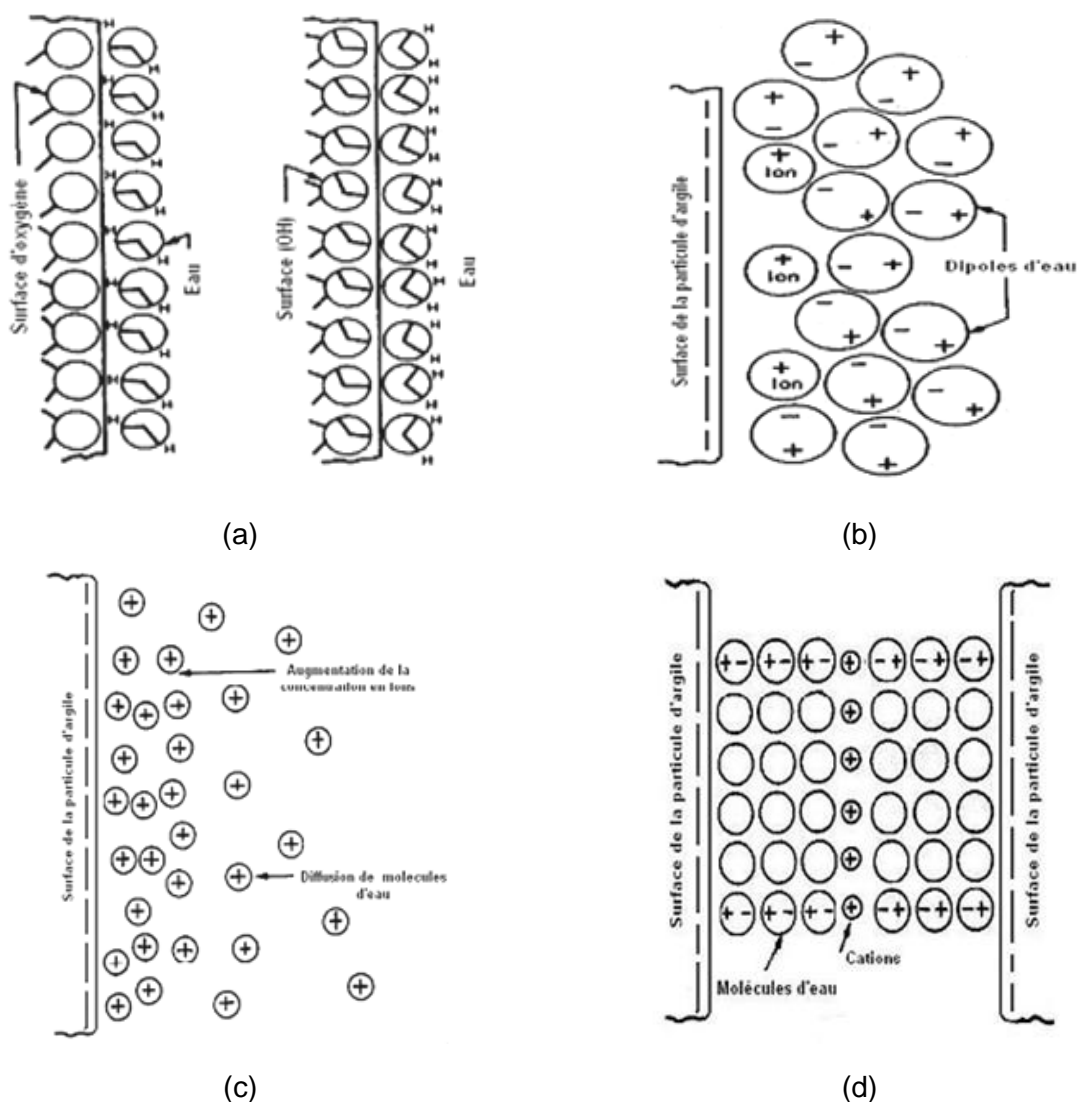
Dans la nature, les minéraux argileux soient presque toujours hydratés, autrement dit, on trouve des couches d'eau autour de chaque cristal d'argile. On appelle cette eau «l'eau adsorbée», la structure des sols argileux et leurs propriétés géotechniques dépendent de la nature de cette couche d'eau adsorbée. On sait que l'eau est une molécule dipolaire (figure 1.6). Même si elle est électriquement neutre, elle a deux centres de charge distincts, l'un positif et l'autre négatif. Par conséquent, la molécule d'eau subit une attraction électrostatique vers la surface du cristal d'argile. De plus, l'eau est retenue au cristal par un lien d'hydrogène (l'hydrogène de l'eau est attiré par les atomes d'oxygène ou d'hydroxyle à la surface de l'argile).



**Figure 1.6** : Schéma d'une molécule d'eau (Das, 2010).

L'attraction de l'eau est très forte près de la surface et diminue à mesure que l'on s'en éloigne. Il semble que les molécules d'eau tout près de la surface soient maintenues solidement tout en étant fortement orientées. Des mesures ont indiqué que certaines propriétés thermodynamiques et électrique de l'eau près de la surface de l'argile étaient différentes de celles de l'eau libre (Mitchell, 1976 cité par Holtz et al., 1991).

Une grande partie de l'eau dans les sols est adsorbée. La charge électrique des dipôles de l'eau et la charge électrique à la surface des minéraux argileux se sont associées et s'attirent. Il y a plusieurs explications pour ceci comme représenté sur la figure 1.11 :



**Figure 1.7 :** Mécanismes d'absorption de l'eau par la surface d'argile: a) liaison d'hydrogène ; b) hydratations d'ion ; c) attraction par osmose ; d) attraction dipolaire (Mitchell, 1976 cité par Fell and al., 1992).

- ✓ La liaison d'hydrogène : Où le côté positif H du dipôle de l'eau est attiré à la surface d'oxygène, et le côté négatif O du dipôle de l'eau est attiré à la surface d'hydroxyles (figure 1.7.a) ;
- ✓ Hydrations d'ion : Où les dipôles de l'eau sont attirés vers les cations, qui sont alternativement attirés par la charge négative de la surface du minéraux argileux (figure 1.7.b) ;
- ✓ Osmose : lorsqu'il y a une plus grande concentration des cations près de la surface de l'argile, les molécules d'eau tendent à désamorcer vers l'extérieur afin d'essayer d'égaliser les concentrations (figure 1.7.c) ;
- ✓ Attraction dipolaire : le dipôle de la molécule d'eau attiré électriquement par les feuillets argileux qui sont chargées négativement (figure 1.7.d).

### 1.2.2.2 Echange cationique

Le cation, qui est tenu dans l'espace entre les feuilles de minéraux argileux, peut être échangé par d'autres cations, et dans ce processus les propriétés de l'argile peuvent être changées. Ce processus est connu en tant qu'échange cationique.

Le taux sûr auquel l'échange cationique se produit dépend de :

- ✓ Type d'argile, par exemple, échange sera presque instantané en kaolinite, quelques heures dans l'illite, et plus long en montmorillonite ;
- ✓ Concentration des cations dans l'eau interstitielle ;
- ✓ La température.

Le taux d'ions échangé va dépendre à la fois des paramètres intrinsèques de l'argile, du type d'ions compensateurs situés dans l'espace interfoliaire et de la concentration en ions présents dans la solution par rapport à la capacité d'échange cationique.

### 1.2.2.3 Capacité d'échange cationique

Les argiles peuvent adsorber des cations  $H^+$ ,  $Na^+$ ,  $K^+$ ,  $Ca^{++}$ ,  $NH_4^+$  et des dipôles d'eau sur les faces basales et éventuellement dans les espaces interfoliaires.

La capacité d'échange cationique (CEC) représente le déficit de charge de particules exprimé par le nombre de cations attirés à la surface de l'argile et nécessaire pour atteindre l'électroneutralité. Ce phénomène de substitution superficielle d'ions est mesuré pour un sol argileux par sa capacité d'échanges de cations, que l'on définit

comme le nombre de milliéquivalents de cations susceptibles d'être adsorbés d'une façon réversible par 100g de sol.

La taille de l'ion substituant va également avoir un rôle sur la capacité d'échange, car plus cet ion est volumineux, plus il va perturber les couches d'hydratation, et ce désordre va faciliter l'échange.

### 1.2.2.4 Formation de double couche diffuse

La distribution des cations à la surface des particules argileuses est modélisée par la théorie de la double couche. Elle s'applique à l'échange d'ion et relie la charge, la concentration en électrolyte et le potentiel électrique. Plusieurs modèles ont été élaborés pour décrire cette double couche :

#### ***Modèle de Gouy-Chapman***

Le modèle de Gouy-Chapman permet le calcul de la distribution des cations dissous à proximité d'une plaquette argileuse sous l'effet du champ électrique en fonction de la distance. Dans ce modèle des smectites sont mises en solution. Si la concentration en smectite est faible, les smectites vont se disperser, l'eau va se troubler et il y aura peu de sédimentation. On obtient une solution colloïdale.

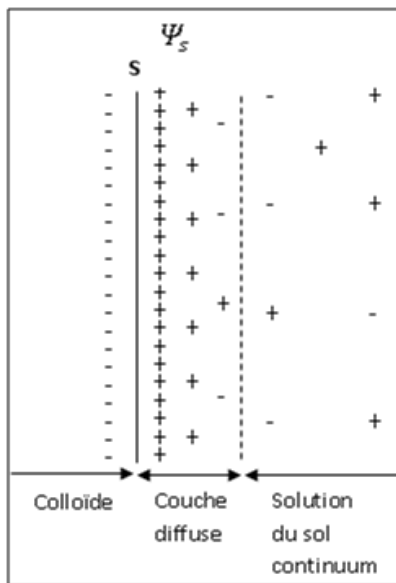
Sans eau, les couches T-O-T (Tétraédrique-Octaédrique-Tétraédrique) sont liées par des forces électrostatiques mais en présence d'eau les couches T-O-T sont isolées. Étant donnée la charge de surface négative des argiles, les cations de la solution vont être attirés par la surface des particules argileuses pour atteindre un nouvel équilibre. La concentration en cation sera plus grande à proximité de la surface des argiles. Un gradient va s'établir et les cations vont avoir tendance à diffuser vers la solution. On atteint une situation d'équilibre dans laquelle la concentration en cation diminue avec la distance jusqu'à ce que la concentration égale celle de la solution. On peut distinguer deux couches :

- ✓ une couche négative à la surface des argiles;
- ✓ une couche positive juste à côté, d'où la notion de « double couche ».

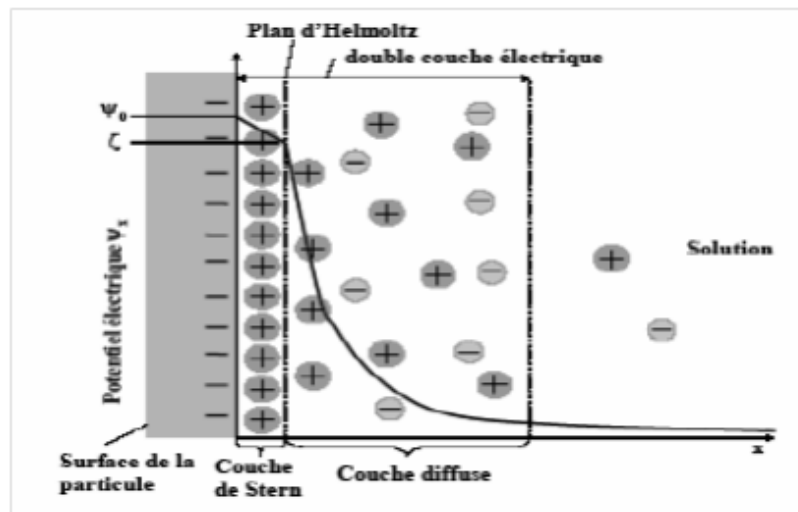
L'épaisseur de la double couche dépend de la charge de la surface argileuse et de la salinité. Si l'on augmente la concentration en smectites, la diffusion des cations vers la solution est moins prononcée. La couche de Gouy est comprimée et les argiles se rapprochent davantage.

### Modèle de Stern

L'interface solide-solution se décompose alors en deux parties (Figure 1.8b). La première partie est une couche dite compacte (couche de Stern) d'épaisseur matérialisant la distance minimum d'approche des ions, hydratés ou non. Cette couche est donc exempte d'ions et peut être identifiée comme un condensateur de capacité  $C_s$ . La deuxième partie de l'interface est constituée par la couche diffuse, dont les caractéristiques sont les mêmes que dans le modèle précédent. Le plan séparant la couche compacte de la couche diffuse est noté plan de Stern.



(a)



(b)

**Figure 1.8 :** Double couche diffuse : (a) : Modèle de Gouy-Chapman 1910-1913 (Pansu and Gautheyrou, 2006) ; (b) : Modèle de Stern (Lepluart, 2002).

## 1.3 Compactage du sol

Le sol est à la fois un support de construction et un élément de construction. Dans ce dernier cas, le sol est extrait, transporté, puis remis en place. Lors de la remise en place, le volume est plus important que le volume extrait car l'extraction conduit au foisonnement du matériau. On procède alors à un compactage, afin d'augmenter la densité du sol sur place.

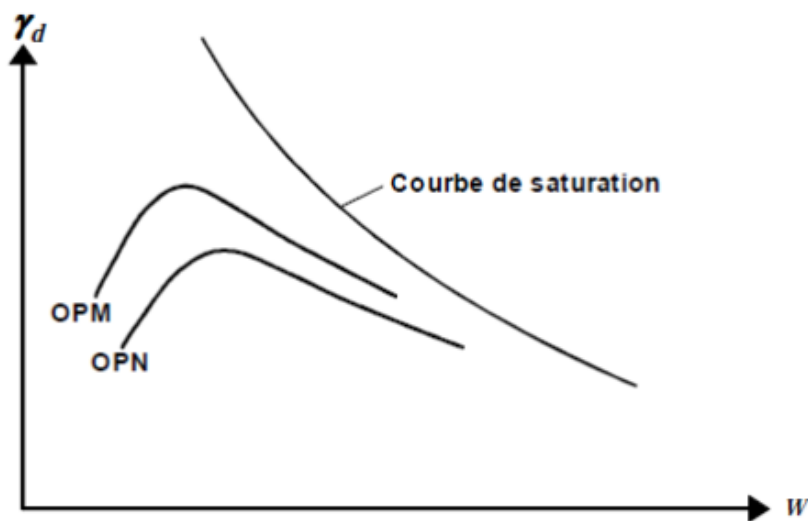
Le compactage est l'ensemble des mesures prises pour augmenter la densité apparente sèche du sol. Ce qui conduit à réduire son volume apparent (par diminution de l'indice des vides).

Le compactage vise à améliorer les propriétés géotechniques des sols. Il peut en outre (Holtz et al, 1991) :

- ✓ Réduire ou éliminer le risque de tassement ;
- ✓ Augmenter la résistance des sols et la stabilité des talus ;
- ✓ Améliorer la capacité portante des infrastructures routières ;
- ✓ Limiter les variations de volume indésirables causées, par exemple, par l'action du gel, le gonflement et le retrait.

Proctor a démontré que le compactage est fonction de quatre variables :

- ✓ La masse volumique du sol sec ;
- ✓ La teneur en eau ;
- ✓ L'énergie de compactage ;
- ✓ Le type de sol (granulométrie,...).



**Figure 1.9 :** *Courbes Proctor (Degoute et Royet, 2009).*

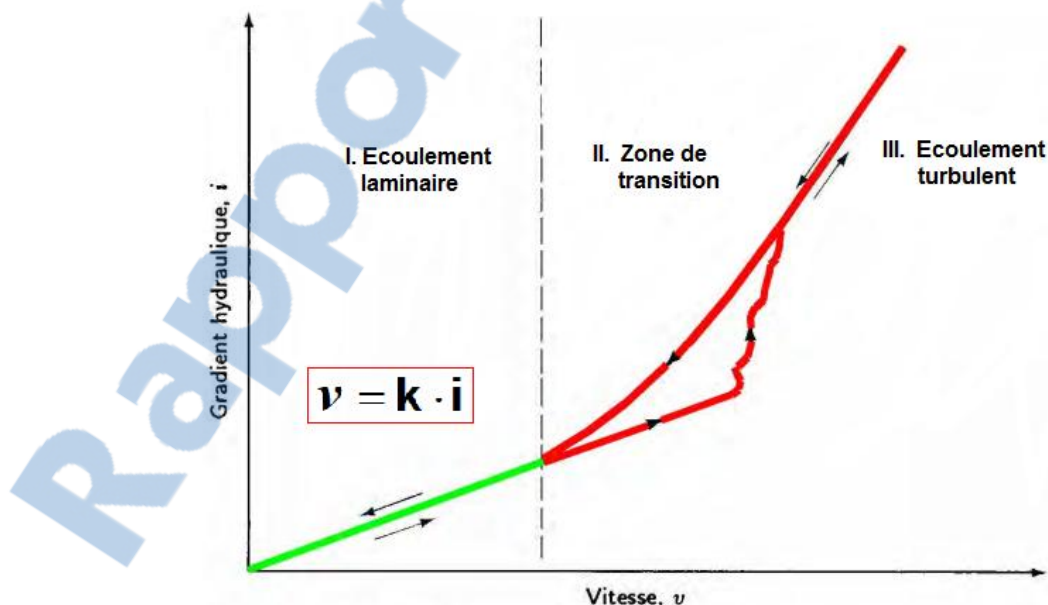
L'essai Proctor permet de tracer la courbe du poids volumique sec en fonction de la teneur en eau, pour une énergie de compactage donnée. Cette courbe permet de mettre en évidence un optimum de poids volumique (figure 1.9). En construction de remblai en grande masse (barrages, remblais routiers...) on se réfère presque exclusivement à l'essai Proctor Normal ; en couches de chaussée on se réfère presque exclusivement à l'essai Proctor Modifié, réalisé avec une énergie supérieure. Cet essai permet de déterminer deux grandeurs fondamentales, en particulier pour le déroulement et le contrôle des chantiers de terrassement :

- ✓  $w_{OPN}$  (ou  $w_{OPM}$ ) teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal (ou Modifié) ;
- ✓  $\gamma_{d\,OPN}$  (ou  $\gamma_{d\,OPM}$ ) poids volumique sec à l'Optimum Proctor Normal (ou Modifié).

## 1.4 Ecoulement de l'eau dans le sol

L'eau, de part qu'il entre dans la constitution des sols, sa présence est l'origine de plusieurs phénomènes caractérisant le sol tels que la capillarité et la pression interstitielle. D'autre part, l'eau a un effet direct sur le comportement des sols fins (limites d'Atterberg,...). Elle est un facteur important dans la plupart des problèmes géotechniques telles que le gonflement, gel, tassement, glissement, érosion...A titre statistique, les pertes de vies humaines causées par la rupture de barrages et digues (par érosion interne) sont plus importantes de toute perte causée par les autres types de rupture d'ouvrages de génie civil (Sedik, 2011).

Il existe deux types d'écoulement : le mouvement laminaire ou visqueux, où chaque particule décrit une trajectoire bien définie et est animée d'une vitesse dans le sens de l'écoulement ; le mouvement turbulent où chaque particule, outre la vitesse dans le sens de l'écoulement, est animée d'un mouvement d'agitation avec des vitesses transversales à l'écoulement. Ainsi le nombre de Reynold,  $R_e$ , est le paramètre caractéristique : pour de faible valeur de  $R_e$ , l'écoulement est laminaire ; pour des valeurs plus élevées, l'écoulement est turbulent (Lencastre, 1996).



**Figure 1.10** : Zone d'écoulement laminaire et d'écoulement turbulent (Taylor, 1948 cité par Holtz et Kovacs., 1991).

### 1.4.1.1 Loi de Darcy

Darcy (1986) a établi expérimentalement, pour un écoulement unidimensionnel, pour un sol homogène et isotrope que la vitesse d'écoulement de l'eau  $v$  est proportionnelle au gradient hydraulique :

$$v = k.i \quad (1.5)$$

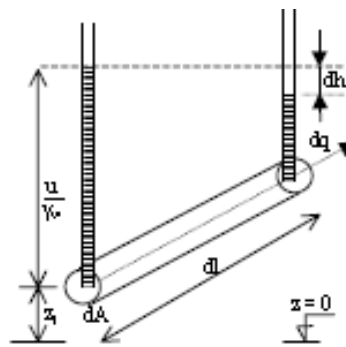
$k$  : étant le coefficient de perméabilité du sol qui varie en fonction de la nature du sol et qui peut être déterminé soit à partir des essais de laboratoire ou à partir d'essais en place.

$i$  : le gradient hydraulique : c'est un paramètre définissant la variation de la charge par unité de longueur parcourue (figure 1.11). Il joue un grand rôle dans l'écoulement de l'eau dans le sol :

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta l} \quad (1.6)$$

$\Delta h$  : Variation de la charge ;

$\Delta l$  : longueur parcourue.



**Figure 1.11** : Définition de gradient hydraulique.

## 1.5 Erosion du sol : définition et type

L'érosion de sol se produit lorsque la contrainte de cisaillement induit par l'écoulement du fluide est suffisamment grande pour provoquer la rétention de particules à partir de la surface. La quantité et le type d'argile, le pH, la matière organique, la température, la teneur en eau, thixotropie et le type et la concentration des ions dans les pores et le fluide d'érosion sont les facteurs qui influent sur la

contrainte de cisaillement critique nécessaire pour déclencher l'érosion (Umesh et al., 2011).

Les particules de sol les plus sensibles à l'érosion sont les limons et les sables très fins, car ils sont petits et n'ont que la force de gravité pour les maintenir en place. Les particules d'argile sont plus petites que les particules de limon, mais elles possèdent une attraction entre eux ce qu'on appelle la cohésion (Long and Demars, 2004)

### 1.5.1 Erosion externe

L'érosion externe est un processus naturel sur toutes les terres. Les agents responsables aux pertes sont l'eau et le vent. L'érosion peut être un processus lent et insoupçonné, ou encore prendre des proportions alarmantes, entraînant une perte énorme de sol.

#### 1.5.1.1 Erosion hydrique

L'érosion hydrique est composée d'un ensemble de processus complexes et interdépendants qui provoquent le détachement et le transport des particules de sol. Elle se définit comme la perte de sol due à l'eau qui arrache et transporte la terre vers un lieu de dépôt.

La pluie et le ruissellement superficiel sont à l'origine de l'arrachage du transport et du dépôt de la terre enlevée. L'arrachage est due à la fois aux gouttes d'eau et aux eaux de ruissellement et le transport est assuré par ces eaux.

Les différents facteurs de l'érosion hydrique sont : le climat et l'hydrologie, la morphologie du site, le sol, la végétation et l'homme.

#### 1.5.1.2 Erosion éolienne

L'érosion éolienne est le phénomène de dégradation du sol sous l'action du vent qui arrache, transporte et dépose des quantités importantes de terre. Elle s'installe quand :

- ✓ IL existe de vents violents et réguliers durant de longues périodes dans la même direction (vents dominants) ;
- ✓ Il s'agit d'un sol à texture grossière, sableux notamment ;
- ✓ Il existe des reliefs atténués sur des grandes étendues plates ;

- ✓ Le climat a une saison sèche entraînant la dessiccation des horizons superficiels du sol et la disparition du couvert végétal.

L'arrachage, le transport et dépôt des particules de sols sont fonction de la vitesse du vent, mais de la taille et de la densité de ces particules, de l'humidité du sol et du couvert végétal. Les facteurs de l'érosion sont donc :

- ✓ Facteurs causal : climat (vent, humidité) ;
- ✓ Facteur de conditionnement :
  - ✓ Nature du sol (texture, teneur en matière organique) ;
  - ✓ Topographie ;
  - ✓ Couvert végétal.

### 1.5.2 Erosion interne

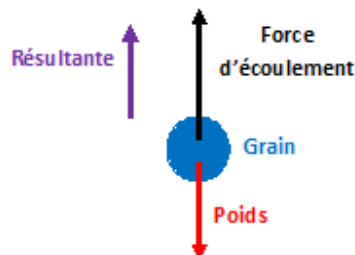
L'érosion interne est définie comme l'entraînement progressif des particules constituant l'ouvrage sous l'action de l'écoulement qui le traverse [Comité Français des Grandes Barrages].

Deux phénomènes sont nécessaires pour que l'érosion interne se développe : l'arrachement des particules et leur transport.

#### 1.5.2.1 Arrachement des particules

Les phénomènes d'arrachement conduisent à la déstabilisation d'une particule ou d'un groupe de particules, sous l'action d'une force mécanique, on distingue :

**Boulance** : Ou l'annulation de la contrainte par gradient hydraulique, les forces d'écoulement s'opposent au poids des particules, la pression d'eau annule la contrainte effective, et la résultante des forces est dirigée vers le sens d'écoulement.



**Figure 1.12** : Phénomène de boulance (schéma de principe).

**Débouillage** : Le débouillage est le déséquilibre d'un volume de sol sous l'action de la poussée de l'eau que la résistance au cisaillement sur le pourtour du volume ne parvient plus à compenser. C'est le cas lorsqu'une fissure rocheuse ou un conduit karstique est rempli de matériaux argileux et qu'une infiltration d'eau exerce une pression qui provoque un déplacement d'ensemble du matériau vers l'aval, jusqu'à une cavité ou un élargissement. L'eau s'écoule alors librement, et peut provoquer un élargissement de la fissure (Blais; 2005).

**Erosion régressive** : L'érosion régressive concerne tout phénomène d'érosion qui se produit en un point aval et se poursuit en progressant vers l'amont. Il convient de distinguer deux types d'érosion régressive :

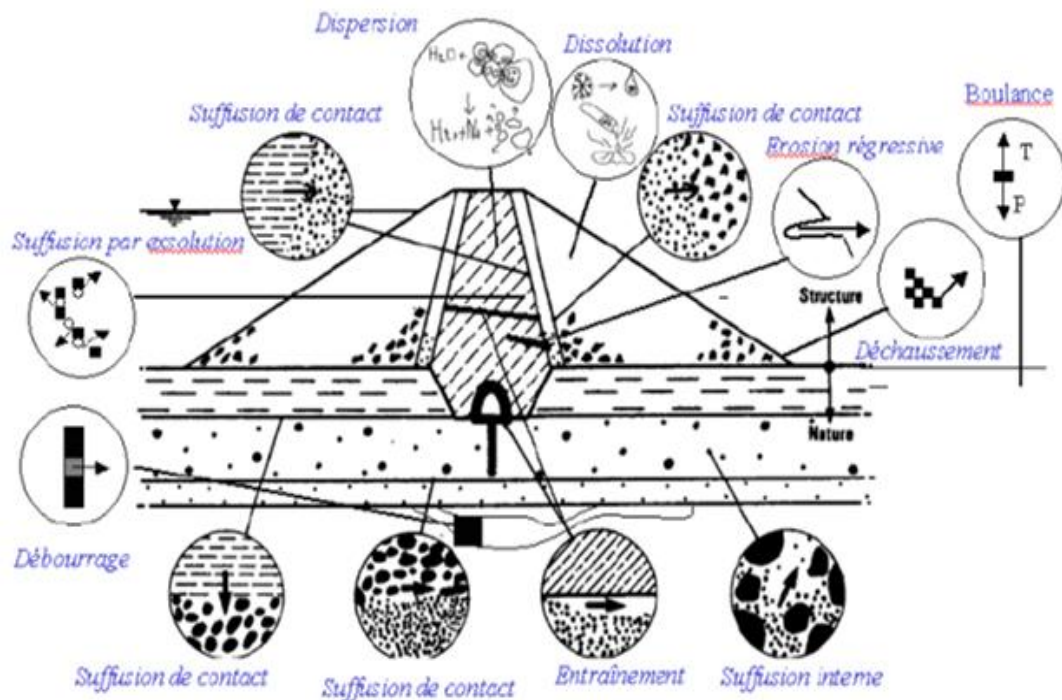
- ✓ Déchaussement : Ce type d'érosion concerne les remblais. En pied de pente, les forces liées à l'écoulement résurgent provoquent la déstabilisation de matériaux qui forment le squelette du sol. Ces matériaux sont progressivement évacués par l'écoulement, ce qui déstabilise le remblai, dont le glissement fournit de nouveaux matériaux qui sont à leur tour entraînés. Le processus perdure par augmentation des gradients hydrauliques (diminution du chemin hydraulique) et/ou affaiblissement du remblai (augmentation de sa pente aval) ;
- ✓ Erosion régressive par conduits : Un ou plusieurs conduits se développent depuis l'aval et progressent par érosion des matériaux qui forment l'extrémité amont du chenal (Blais; 2005).

**Dissolution** : La dissolution est la disparition d'une partie des constituants des particules, sous une action chimique ou thermique. D'une nature différente du processus physique d'arrachement, elle peut être une des causes de déclenchement d'érosion interne. Par exemple, les barrages en altitude, dont la terre à noyau est à température proche de 0, risquent d'emprisonner des morceaux de glace lors de la mise en place, dont la fonte laisse des vides dangereux et une densité faible (Blais; 2004).

**Défloculation** : La défloculation est un phénomène physico-chimique qui tend à diminuer la taille des agglomérats de particules argileuses, disperser les plaquettes d'argile et faciliter leur mobilité. Les argiles dispersives sont les plus dangereuses car les plus sensibles au contenu ionique de l'eau de la retenue.

**Entraînement** : L'entraînement est le détachement des particules des parois d'une conduite, d'un canal ou d'une rivière à partir d'une certaine valeur du cisaillement engendré par l'écoulement. L'entraînement est un phénomène qui commande la vitesse de développement des renards (le débit solide évacué étant fonction du

rapport entre la contrainte de cisaillement réelle et la contrainte de cisaillement critique). Le considérer comme un critère d'initiation de l'érosion interne revient à admettre l'existence avant érosion d'un chemin de fuite préférentiel dans le sol.



**Figure 1.13 :** Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion dans un barrage (Adapté de Schuler et Brauns 1996 cité par Blais, 2004).

Les diverses conditions de déclenchement de l'érosion interne peuvent se combiner entre elles dans un incident et être difficilement distinguées. Mais elles ne sont pas suffisantes pour entraîner la rupture, il faut aussi que les conditions du transport des particules soient assurées, pour que l'érosion soit entretenue.

### 1.5.2.2 Transport des particules

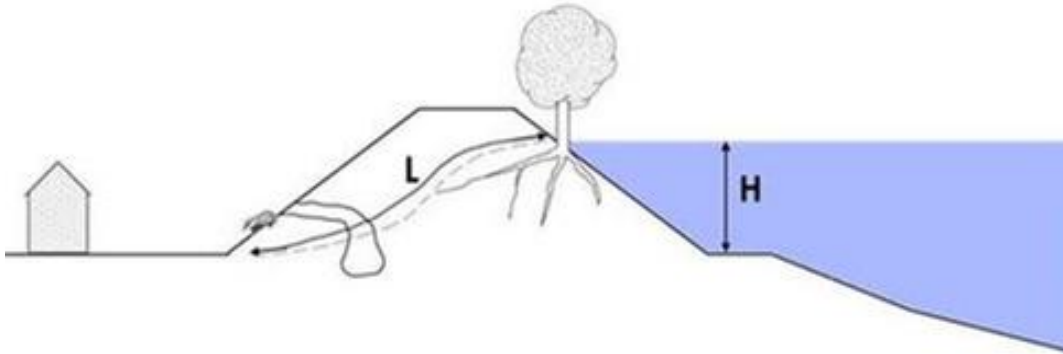
Le transport des particules est soit :

#### a- Concentré dans un conduit (renard) :

L'infiltration d'eau sous un ouvrage peut provoquer le phénomène du renard quand le gradient hydraulique atteint une certaine valeur critique.

Au départ, on assiste à une augmentation de la vitesse d'écoulement avec un entraînement progressif des éléments fins du sol et, très rapidement, un entraînement générale des divers matériaux constituant le milieu. Il se forme alors

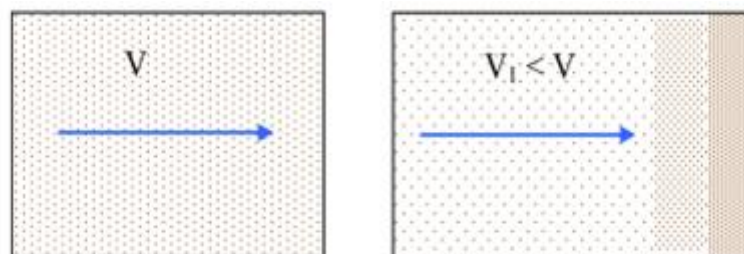
une voie de circulation d'eau privilégiée à travers laquelle la venue d'eau prend rapidement une allure catastrophique et qu'on désigne par Renard.



**Figure 1.14 :** Phénomène du Renard.( <http://www.centre.developpement-durable.gouv.fr/les-levees-digues-de-la-loire-a92.html> )

#### **b- Diffus dans l'espace poreux interparticulaires (suffusion) :**

La suffusion est le détachement de particules fines de sol, et le transport de ces particules par l'écoulement de l'eau entre les particules les plus grosses. À l'échelle macroscopique, ce phénomène est une érosion de volume, et il est représenté par un terme source dans les équations de conservation de la masse.



**Figure 1.15 :** Phénomène de suffusion (Schéma de principe).

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

Deux types d'érosion peuvent se présenter :

- a- Erosion physico-chimique : la présence des matériaux solubles (gypse) dans l'eau peuvent par leur dissolution être à l'origine de l'érosion interne ;
- b- Erosion mécanique : le débit d'infiltration peut entraîner les particules soit entre deux zones de granulométrie éloignée soit par une fuite non-maîtrisée (fissures, chemin privilégié à l'écoulement, ...).

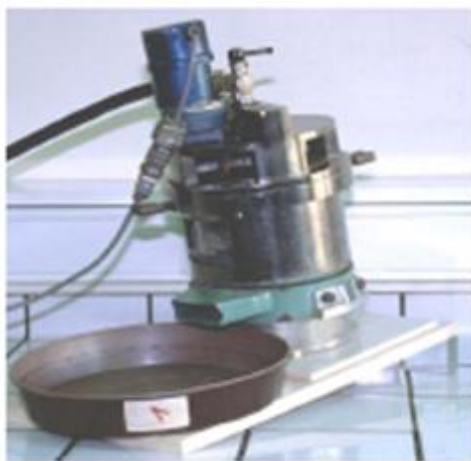
L'entraînement des particules du sol vers les drains ou vers la partie aval du barrage peut s'accroître, créant des désordres dans l'ouvrage ou allant même jusqu'à former un tunnel s'érodant progressivement et aboutissant sur un renard.

### 1.5.3 Essais caractérisant l'érosion des sols

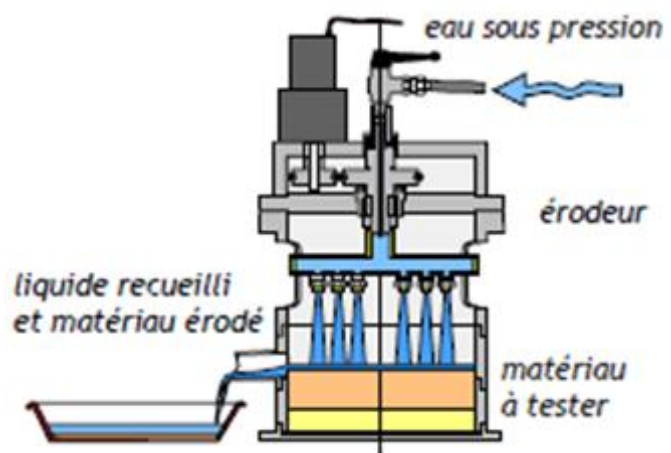
Les essais de laboratoire peuvent être classés dans trois catégories : essais d'érosion interne, essais d'érosion superficielle et les essais de dispersion. Les essais d'érosion interne sont préférables, car ils peuvent simuler l'érosion au travers d'une fissure ou d'un trou dans le corps d'un remblai.

#### 1.5.3.1 Érodimètre à jets mobiles

L'érodimètre à jets mobiles est constitué d'une partie mécanique active, appelée "érodeur", d'un réservoir d'eau sous pression contrôlée, et de différents organes de service. L'érodeur projette, à partir de gicleurs de 0,5 mm de diamètre (figure 1.16.b), perpendiculairement au sol ou à l'échantillon de sol dont on veut mesurer l'érodabilité, six jets d'eau de caractéristiques semblables et bien définies. L'éprouvette peut être testée avec différentes pentes : 0%, 10%, 67%, 100% (Reiffsteck et al., 2006).



(a)



(b)

**Figure 1.16 :** Érodimètre à jets mobiles au laboratoire (Reiffsteck et al., 2006).

La galette est ensuite insérée dans l'appareil qui est branché à la source d'eau sous pression. Le moule porte-échantillon est placé sur l'une des deux pentes dont on

dispose. L'anneau-déversoir est inséré sur le moule porte-échantillon en dirigeant le déversoir vers l'aval de la pente au dessus du récipient de mesure (figure 16.a).

Le sol est ensuite soumis à l'action des jets avec les paramètres d'essai suivant :

- ✓ le débit d'eau ( $860 \pm 5 \text{ cm}^3$  pour les buses à jet plat) ;
- ✓ la pression de l'air comprimé ( $100 \pm 5 \text{ kPa}$ ) ;
- ✓ l'état énergétique de l'échantillon (95% de l'OPN :  $W_{OPN}$  et  $\gamma_{d OPN}$ ) ;
- ✓ la durée de l'expérience (60 secondes).

Après essai, la chambre de pluie de l'érodimètre est rincée avec une pissette au-dessus du récipient de mesure. La quantité d'eau chargée recueillie est mesurée et passée à l'étuve pour déterminer la masse de matériau sec érodée par l'érodimètre. C'est cette charge solide qui va servir à quantifier l'érosion. Pour établir des corrélations

### 1.5.3.2 Essai d'érosion de trou

Un dispositif d'essai similaire au Pinhole test a été développé pour obtenir une mesure plus quantitative de l'érosion. Grâce aux paramètres mesurés et estimés tels que le débit, le gradient hydraulique et l'évolution du diamètre du trou, la contrainte de cisaillement et le taux d'érosion peuvent être dérivés. La Figure 1.17 montre un schéma d'appareillage de l'essai d'érosion de trou développé par Wan et Fell (2002).

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

Un nouveau dispositif était amélioré à l'Ifsttar Paris, le détail de l'essai est établi dans le chapitre 4.

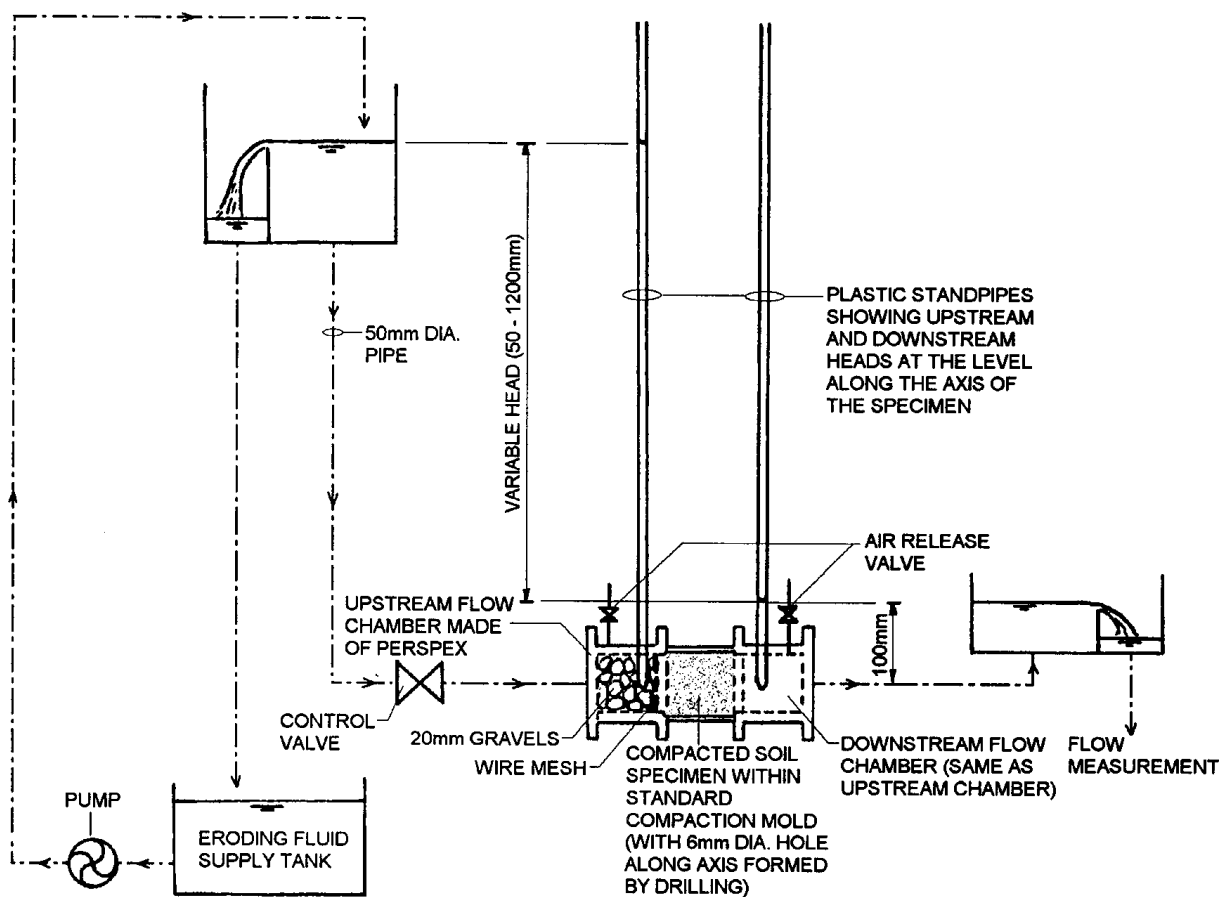


Figure 1.17 : Schéma d'appareillage de Hole Erosion Test (Wan and Fell, 2004).

### 1.5.3.3 Essai triaxial d'érosion

Sanchez et al., (1983) ont mené des essais sur les matériaux de cinq barrages en terre grâce à l'appareil triaxial d'érosion (modifié à partir de l'appareil triaxial normal) (Figure 1.18). Afin de calculer la contrainte de cisaillement et le taux d'érosion, ils devaient faire une hypothèse sur l'évolution de la forme du trou préformé dans l'échantillon. Ils ont trouvé que la teneur en eau a une influence sur l'érosion d'un sol de type limon plus importante que sur un sol de type argileux. L'augmentation de la concentration en ions dans le fluide diminue le taux d'érosion d'un sol limoneux plus significativement que dans le cas d'un sol argileux.

Bendahmane (2005) ont mis en évidence l'existence d'un second gradient critique correspondant à une érosion interne par renard après initiation de l'érosion par suffusion. La diminution du pourcentage d'argile et de la pression de confinement amplifie la suffusion. La diminution du pourcentage d'argile et l'accroissement de la pression de confinement amplifie le phénomène de renard.

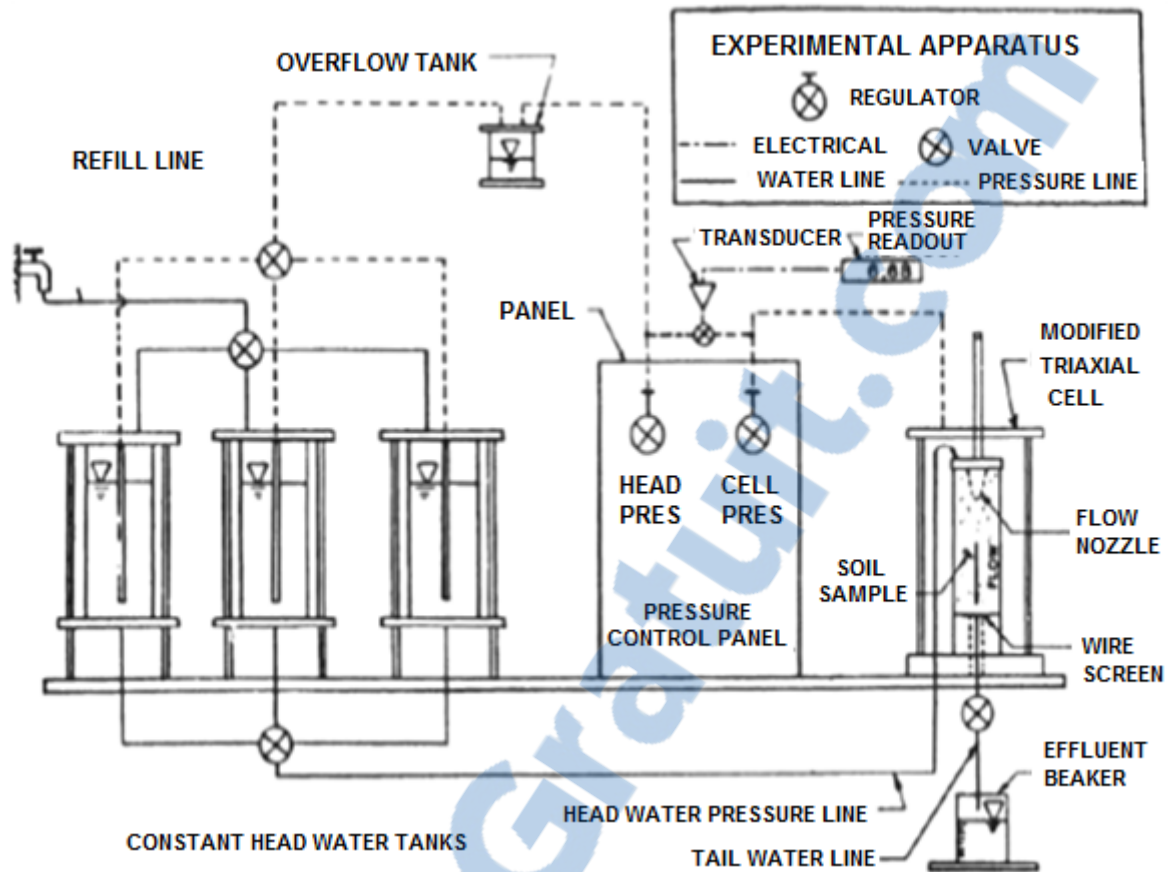


Figure 1.18 : Schéma d'appareillage de Triaxial Erosion Test (Sanchez and al., 1983).

## 1.6 Dispersion de sol

Les argiles dispersives sont un type particulier de sol dans lequel la fraction d'argile érode en présence d'eau par un processus de défloculation. Cela se produit lorsque les forces interparticulaires de répulsion sont supérieures à ceux de l'attraction afin que les particules d'argile se détachent et vont en suspension (Forrest, 1980).

Pour les sols non-cohérents, l'érodabilité dépend seulement de la porosité du sol, de la densité et de la viscosité du fluide d'érosion. En revanche, pour les sols cohérents, les problèmes sont plus compliqués, où l'érosion dépend aussi des forces d'attraction entre les particules.

### 1.6.1 Mécanisme de dispersion

Lorsque deux particules d'argile viennent près de l'autre, les champs de potentiels se chevauchent, ce qui conduit à la répulsion si les particules sont assez proches. Ces forces de répulsion sont contrebalancées par des forces attractives de Van Der

Waals. Si les forces répulsives sont supérieures aux forces de la paroi de Van Der Waals le sol se disperse.

Les forces de répulsion de la double couche diffuse sont affectées par plusieurs facteurs (Fell and al, 1992) :

- ✓ la concentration d'électrolytes : une forte concentration de sel dissous dans l'eau du sol conduit à une petite double couche diffuse (comme la plus grande concentration de cations ( $\text{Na}^+$ ) permet de surmonter plus facilement la charge négative sur la surface de l'argile). C'est pourquoi les forces de répulsion sont plus faibles ;
- ✓ valence du cation : l'échange des cations  $\text{Na}^+$  par des cations  $\text{Ca}^{++}$  conduit à une plus petite double couche diffuse, et donc petite forces répulsives.

### **1.6.2 Facteurs influençant le phénomène de dispersion**

La dispersion se produit lorsque les pressions de gonflement sont suffisantes pour causer une fracture entre les particules de sol. Dans la plupart des conditions naturelles, cette condition de dispersion est la preuve que le sodium est présent dans le système, mais d'autres facteurs jouent également un rôle tel que la concentration de sel, le pH du sol et la teneur en eau initiale (Holmgren et Flanagan, 1977).

En divise l'ensemble des facteurs en deux familles :

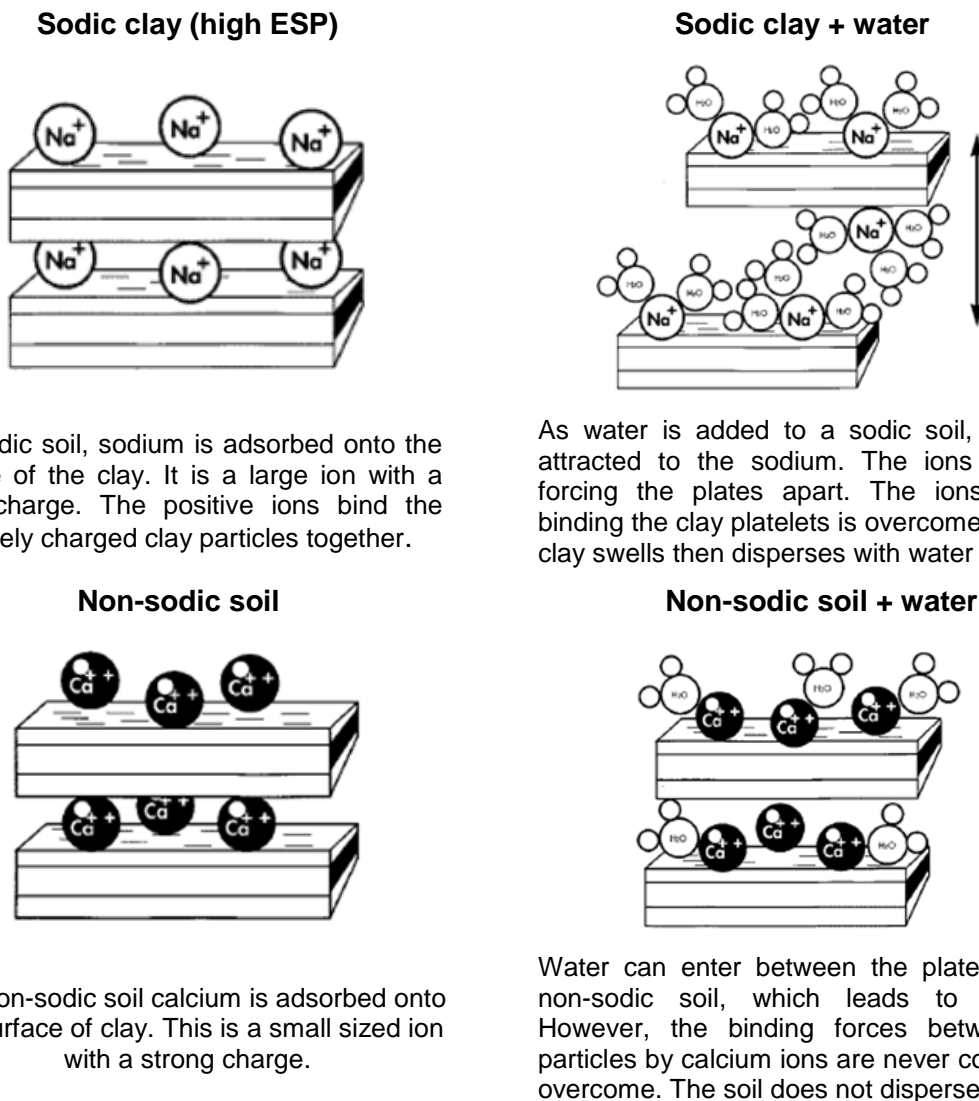
#### **1.6.2.1 Facteurs liés à la structure de sol**

##### ***a- Type de minéral argileux***

La dispersion d'un sol est directement liée à sa minéralogie d'argile. Les sols qui présentent la montmorillonite ont tendance à être dispersifs, tandis que les minéraux de kaolinite et les minéraux similaires (halloysite) sont non dispersifs. Illite a tendance d'être modérément dispersive.

##### ***b- Pourcentage de sodium***

Le sodium agit comme un agent dispersant principalement en raison de sa charge ionique +1, mais aussi du fait que le rayon de l'ion de sodium hydraté est grand. Ainsi les ions de sodium arrivent à initier la dispersion par création d'un grand potentiel osmotique lors du mouvement de l'eau entre les particules et par augmentation de la répulsion entre les particules (figure 1.19).



**Figure 1.19 :** Comportement des sols non sodiques et sodiques dans l'eau (Anon, 1999).

### **C- Mode d'empilement des feuillets d'argile**

Le mode d'empilement de feuillets identiques ou de types différents peut donner une explication valable de la dispersion spontanée même à de faibles concentrations de sodium dans la structure argileuse.

Les particules d'argile de type montmorillonitique se présentent en paquets constitués d'un conglomérat de quatre à neuf feuillets empilés en parallèle. Ce type de structure présente une préférence pour les ions de calcium dans les couches intérieures de l'empilement. Ainsi se produit une réorganisation des cations attirés. Les ions de sodium se localisent en surface du paquet sera petit à petit couverte par des cations de sodium liés, jusqu'à une certaine concentration sodique limite. Au-delà de ce niveau, les ions de sodium commencent à pénétrer entre les couches intérieures et

un gonflement interne de la structure où séparation des paquets dans des unités plus petites peuvent apparaître, favorisant ainsi la dispersion.

### **1.6.2.2 Facteur liés aux eaux interstitielles**

#### **a- Concentration en sels**

La dispersion dépend aussi de la composition chimique des eaux interstitielles, ce qui affecte la géométrie de la double couche diffuse et la charge électrique. En effet, si la concentration en sel augmente, l'épaisseur de la double couche diminue jusqu'à une certaine concentration au-dessus de laquelle les forces attractives sont dominantes et les particules ne peuvent pas se disperser. Par conséquent, si la concentration en sels dans l'eau d'érosion augmente, la dispersion diminue.

#### **b- PH**

Le PH de l'eau est dépend à sa concentration en ion  $H^+$ , il à aussi une influence sur la dispersion du sol par la modification de chargement électrique des feuillets d'argile.

Lorsque le pH est faible, les ions  $H^+$  sont attirés en grand nombre vers la surface des feuillets produisant une diminution du chargement électrique négatif (Olphen. V, 1963 cité par Tarog, 2000), les forces d'attraction entre les charges de différents signes apparaissent, ce qui diminue la dispersion de l'argile. D'où la capacité de dispersion augmente avec l'augmentation du PH.

### **1.6.3 Identification des sols dispersifs**

L'identification des argiles dispersives est actuellement exigée avant la construction des ouvrages en terre, et nécessaire pour les structures en terre existantes.

Certains sols argileux naturels disperse (ou déflocule) en présence de l'eau relativement pure et sont donc très sensibles à l'érosion. La tendance à l'érosion d'un sol dispersif dépend de plusieurs variables telles que la minéralogie, la chimie de l'argile, les sels dissous dans l'eau interstitielle du sol et de l'eau d'érosion (Sherard et Decker, 1977).

L'identification des argiles dispersives peut commencer par l'observation visuelle in situ du sol; au laboratoire, il faudrait un certain nombre d'essais spécifiques et adéquats.

### 1.6.3.1 Essai d'émiettage (Crumb test – ASTM D 6572-00)

Cet essai est considéré comme la plus simple méthode pour identifier les sols dispersifs, il est basé uniquement sur des observations qualitatives directes. Comparativement aux autres essais, qui estiment la susceptibilité des argiles à se disperser, le processus de dispersion est effectif dans le cas de Crumb Test.

L'essai n'est pas applicable pour des sols dont le pourcentage des fines ( $<0,005$  mm) est inférieur à 12% ; ainsi pour les sols dont l'indice de plasticité est inférieur à 8%.

Le test Crumb est souvent utilisé comme un complément à d'autres tests pour identifier les argiles dispersives (Holmgren et Flanagan, 1977).

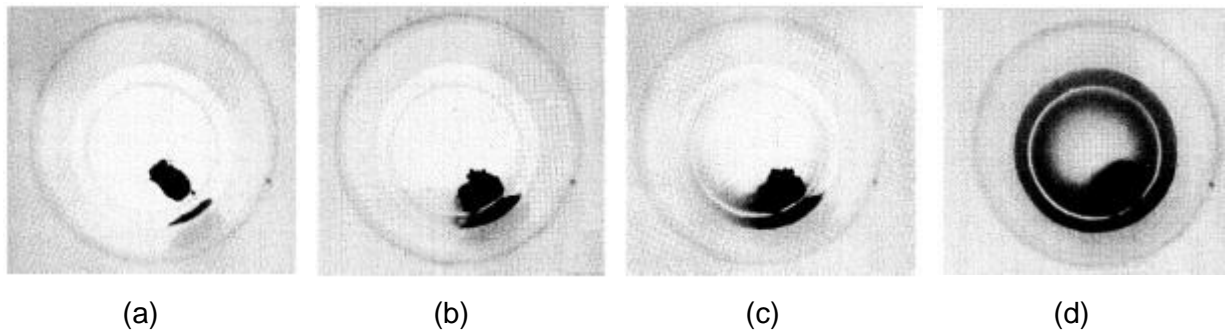
La procédure donnée par la norme ASTM est basée sur deux méthodes :

**Méthode A :** pour les sols non remaniés : Un échantillon de sol sous forme approximative, d'un cube de dimension de 15 mm de chaque côté et préservé à sa teneur en eau naturelle, si ces échantillons ne sont pas disponibles, des échantillons cubiques de plus petite taille peuvent être utilisés, mais ils ne doivent pas être inférieurs à 7 mm de côté.

**Méthode B :** pour les sols remaniés : consiste à reconstituer un échantillon de sol qui passe dans le tamis 2 mm, par une légère compression des cubes d'environ 15 mm de côté.

Soigneusement placer les échantillons de sol dans un bêcher contenant de l'eau distillée (250 ml). L'échantillon doit être prélevé et posé sur le fond du bêcher. La tendance des particules de sol à se disperser en une suspension colloïdale se fait par observation du nuage formé au bout de 2 minutes, 1 heure et 6 heures. Selon le degré de turbidité du nuage, le sol est classé dans un des quatre niveaux de dispersion suivants :

- ✓ Classe 1 (Non-dispersif, figure 1.20.a) : aucun nuage n'est apparu ;
- ✓ Classe 2 (moyennement dispersif, figure 1.20.b) : formation d'un nuage limité autour de l'échantillon ;
- ✓ Classe 3 (dispersif, figure 1.20.c) : formation d'un nuage appréciable qui ne couvre pas toute la bordure du fond du récipient ;
- ✓ Classe 4 (fortement dispersif, figure 1.20.d) : formation d'un nuage qui recouvre toute la bordure du fond du récipient, éventuellement toute l'eau devient trouble.

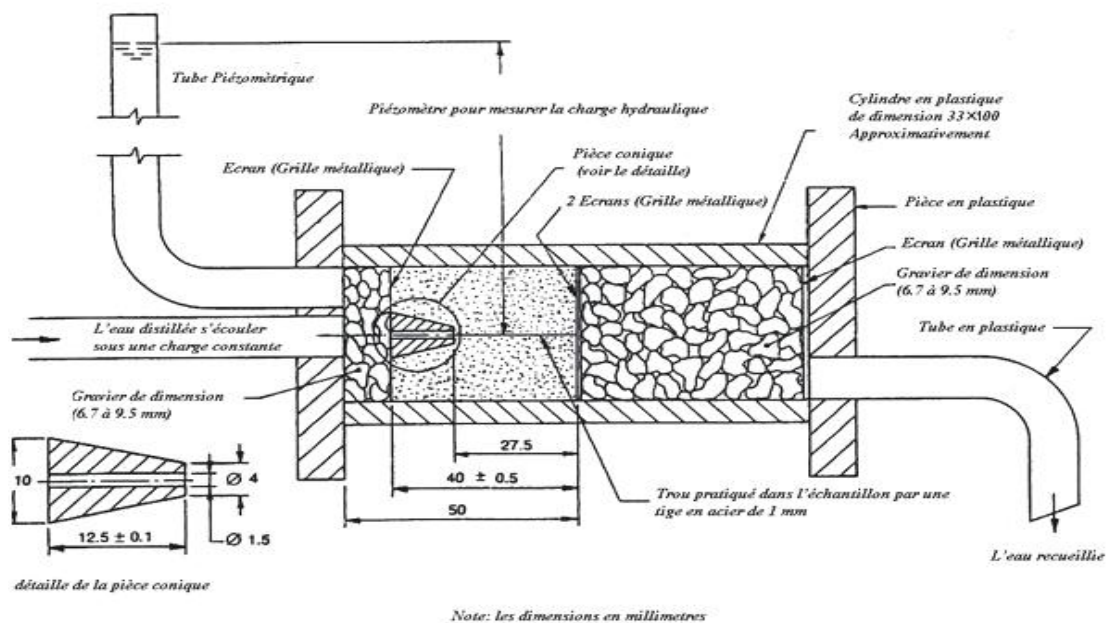


**Figure 1.20 :** Essais typiques de Crumb test (Nelson, 1991).

L'essai est aisément reproductible, n'est pas coûteux, il ne demande pas des appareils et il peut être réalisé dans le laboratoire ainsi sur site, mais avec des capacités limitées, car son interprétation comparative n'est basée que sur des observations visuelles.

### 1.6.3.2 Essai de trou d'épingle (Pinhole test – ASTM D 4647 – 93)

L'essai consiste à provoquer une circulation d'eau par un trou de diamètre 1 mm pratiqué dans un échantillon d'argile bien compacté (approximativement 95 % de la densité maximale) de 38 mm de longueur.



**Figure 1.21 :** Détail de la cellule de Pinhole test (Fell and al., 1992).

Dans la phase initiale, la circulation se fait sur une charge de 50 mm. Pour les argiles résistantes, l'écoulement est parfaitement clair ou devient clair quelques secondes après le début de l'écoulement. La charge est augmentée par palier 180 mm, 380

## Chapitre I - Erosion et Dispersion des Sols : Revue Bibliographique

mm, 1020 mm, chaque palier est maintenu pendant 5 min. L'essai est arrêté quand le débit d'écoulement atteint des valeurs indiquées dans la procédure d'essai de la norme. L'essai est applicable uniquement aux sols qui ont plus de 12% de fines ( $<5\mu\text{m}$ ) et dont la plasticité est supérieure à 4. De plus, les résultats obtenus sont uniquement d'ordre qualitatif.

Les résultats de l'essai sont évalués, en tenant compte de l'aspect de l'eau recueillie (la couleur), du débit d'écoulement et du diamètre final du trou.

La procédure d'essai est identique pour les trois méthodes, à l'exception de quelques modifications dans la classification, les critères de classification des sols dispersifs sont résumés dans le tableau 1.1 :

**Tableau 1.1** : Procédures de l'essai de trou d'épingle (traduit de la norme ASTM D 4647).

Méthode	Classe de dispersion	Charge hydraulique (mm)	Temps d'écoulement (min)	Débit d'écoulement (ml/s)	Etat de l'eau recueillie	Diamètre finale (mm)
A	D1	50	5	1 - 1,4	Très sombre	$\geq 2$
	D2	50	10	1 - 1,4	sombre	$> 1,5$
	ND4	50	10	0,8 - 1	Modérément sombre	$\leq 1,5$
	ND3	180	5	1,4 – 2,7	Légèrement sombre	$\geq 1,5$
		380	5	1,8 – 3,2		
	ND2	1020	5	$> 3$	A peine visible	$< 1,5$
	ND1	1020	5	$\leq 3$	Complètement claire	1,0
B	D	50	10	--	sombre	$\geq 1,5$
	SD	180 - 380	5	--	Légèrement sombre	$\geq 1,5$
	ND	380	5	--	Claire	$< 1,5$
C	D1	50	5	1 - 1,4	Très sombre	$\geq 2$
	D2	50	10	1 - 1,4	sombre	$> 1,5$
	ND4	180	5	2 - 2,8	Modérément sombre	--
	ND3	380	5	2,4 – 3,2	Légèrement sombre	--
	ND2	380	5	1,6 – 2,4	claire	--
	ND1	380	5	1,8 – 1,6	Complètement claire	--

Cependant, dans notre étude nous avons utilisés la méthode A de l'essai de trou d'épingle.

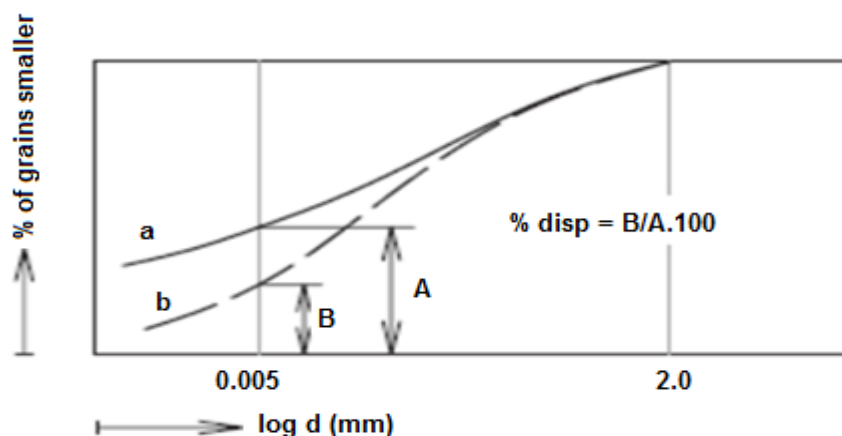
### 1.6.3.3 Essai de sédimentation en parallèle (*Double hydrometer test D 4221-99*)

L'essai consiste à établir la granulométrie de l'argile de deux manières (figure 1.22). La première est effectuée en utilisant un essai standard, dans lequel l'échantillon d'argile est dispersé à l'aide d'un agent chimique (hexamétaphosphate de sodium) et par l'agitation mécanique. La deuxième manière de sédimentométrie est effectuée sans agent dispersant et sans agitation mécanique. La différence entre les deux granulométries ainsi obtenues, montre la tendance à la dispersion naturelle de l'argile testée. L'essai est applicable uniquement aux sols qui ont plus de 12% de fines (<5 µm) et dont la plasticité est supérieure à 4.

L'essai conduit à établir le taux de dispersion D, défini par le rapport entre les pourcentages de fines inférieures à 5 microns dans les deux cas spécifiques d'essai :

$$D = \frac{\% \text{fine} < 5 \mu\text{m} (\text{sans dispersant})}{\% \text{fine} < 5 \mu\text{m} (\text{avec dispersant})} * 100 \quad (1.7)$$

Selon la norme ASTM, si D est proche de 100%, le sol étudié est complètement dispersif, autrement dit, l'argile défloccule naturellement dans l'eau. En revanche, si D est très faible, proche de zéro, le matériau est parfaitement non-dispersif, c'est à dire que l'argile reste floculée en condition normale (sans agent dispersant et sans agitation mécanique) dans l'eau. D'autres auteurs utilisent différentes classifications comme montre dans le tableau 1.2.



**Figure 1.22 :** Pourcentage de dispersion déterminé par l'essai de sédimentation en parallèle, a : standard test, b : essais sans agent dispersant ni agitation mécanique (Vanicek and Vanicek, 2008).

**Tableau 1.2 : Domaine de la dispersion selon l'indice de dispersion**

Auteurs	Indice de dispersion ID (%)	Domaine de dispersion
ASTM D-4221	Proche de 100	Dispersion complète
	Proche de 0	Sol non dispersif
Decker et Dunnigan (1977)	< 35	Pas de problème de dispersivité
	35 - 50	La dispersivité est probable
	> 50	Il y a un problème de dispersivité
Knodel (1991)	< 30	Non dispersif
	30 - 50	Intermédiaire
	> 50	Dispersif

#### **1.6.3.4 Essai chimiques**

Le terme «sels solubles» couvre un éventail d'anions et de cations présents dans le sol sous forme solide cristallisé ou sous forme dissoute dans la solution du sol - à l'exception de la matière organique soluble. Les sels solubles du sol sont souvent assimilés à un ensemble d'éléments majeurs comprenant les cations :  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Ca}^{++}$ , et  $\text{Mg}^{++}$  et les anions  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{HCO}_3^-$ ,  $\text{CO}_3^{-2}$ ,  $\text{SO}_4^{-2}$ . Il s'agit des essais sur l'eau interstitielle, dans lesquels les quantités des principaux sels en solution (Pansu and Gautheyrou, 2006).

La détermination au laboratoire des sels solubles du sol passe par trois étapes :

- ✓ Leur extraction par l'eau sous différents rapports sol/solution (extrait saturé, extrait aqueux 1/1, 1/5, 1/10,...) ;
- ✓ La mesure de la concentration globale en sels de l'extrait (conductivité électrique, matière solide dissoute) ;
- ✓ Le dosage des différents cations contenant dans l'extrait.

#### **a) Extrait de saturation**

L'essai consiste à peser dans une capsule en porcelaine 250 g ou 500 g de terre et malaxer par la teneur en eau de liquidité préalablement déterminer par l'ajout d'eau dessillée et filtrer la pâte sous vide. Ensuite recueillir le filtrat et doser les sels solubles par :

- ✓ Spectrophotomètre de flemme pour les cations :  $\text{K}^+$  et  $\text{Na}^+$  ;
- ✓ Spectrophotomètre d'absorption atomique :  $\text{Ca}^{++}$  et  $\text{Mg}^{++}$ .

**b) Extrait au 1/5**

Le mode opératoire consiste à mettre 50 g de sol passée au tamis de 2 mm et 250 ml d'eau déminéralisée dans un flacon à agitation durant 1 heure, puis transverse le contenu du flacon dans les tubes à centrifuger durant 5 à 10 minutes à 2000 tours/minute. Enfin filtrer la solution pour doser les sels solubles comme indiquer dans l'extrait à saturation.

Après cette analyse, trois paramètres sont tirés pour estimer la dispersion des sols :

✓ Rapport d'absorption du sodium : 
$$SAR = \frac{Na^+}{\frac{1}{2}(Ca^{++} + Mg^{++})^{1/2}} \quad (1.8)$$

✓ Le pourcentage de sodium échangeable : 
$$ESP = \frac{Na^+}{CEC} \times 100 \quad (1.9)$$

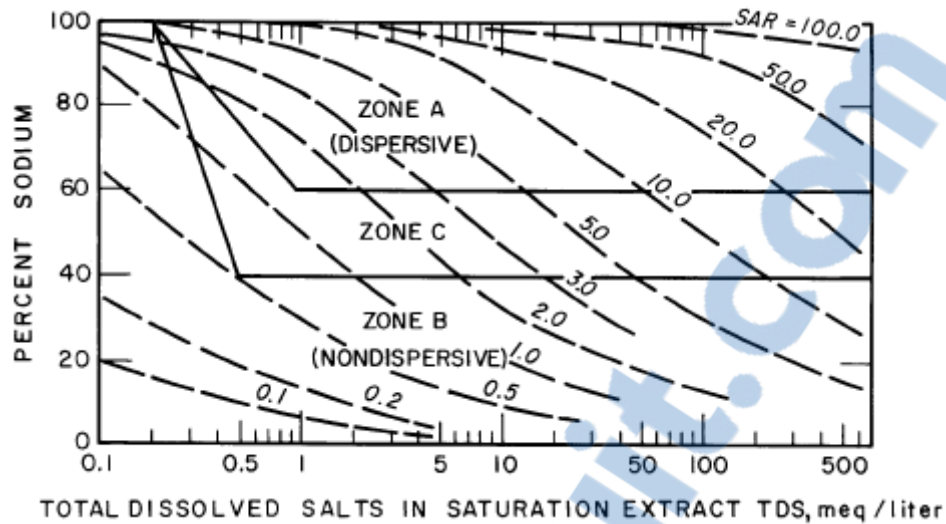
✓ Le pourcentage de sodium : 
$$SP = \frac{Na^+}{Na^+ + K^+ + Ca^{++} + Mg^{++}} \times 100 \quad (1.10)$$

Plusieurs interprétations des résultats obtenus ont été proposées. A titre d'exemple, les sols avec un ESP (Exchangeable Sodium Percentage), supérieur à 2% sont particulièrement susceptibles à la dispersion. Ainsi, Knodel (1991) a proposé une classification basée sur la capacité d'échange cationique tel que le ESP. Cette classification est résumée dans le tableau 1.3.

**Tableau 1.3** Classes de dispersion à partir du ESP (Knodel, 1991).

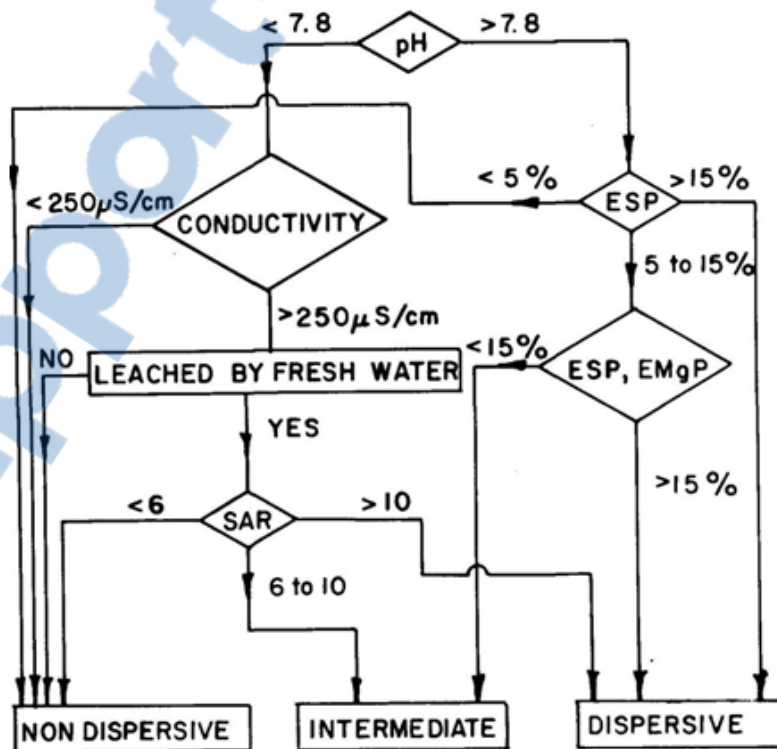
ESP	Degré de dispersion
< 7	Non dispersif
7 à 10	Intermédiaire
> 10	Dispersif

Sherard et al., ont obtenu une relation entre la dispersion et la chimie de l'eau interstitielle du sol basées sur des essais d'érosion de d'épingle de trou (Forrest, 1980), comme le montre la figure 1.23 :



**Figure 1.23 :** Corrélation entre les essais chimiques et le Pinhole test (Knodel, 1991).

Une autre classification des sols dispersifs est basée sur l'analyse chimique de l'extrait de saturation et la mesure de la conductivité hydraulique. Dans cette méthode, le pH de l'extrait de saturation est mesuré et les paramètres de dispersivité ESP et SAR sont calculés. La figure 1.24 donne la procédure pour déterminer les classes de dispersion, en se basant sur les la conductivité électrique, le SAR, EPS et le pH de l'extrait de saturation.



**Figure 1.24 :** Potentiel de dispersion évalué après l'analyse des sels dissous dans l'eau adsorbé (Knodel, 1991).

### 1.6.3.5 Identification sur le terrain et d'autres facteurs

Bien que les essais de laboratoire soient un moyen utile d'identifier les sols dispersifs, on peut les déterminer en observant le comportement des sols sur terrain, par exemple :

- ✓ La présence de ravine profonde et la rupture par renard dans les petits barrages existants indique généralement la présence des sols dispersifs;
- ✓ L'érosion des coupe de route, l'érosion du tunnel le long des lignes ravin peut indiquer la présence des sols potentiellement dispersifs ;
- ✓ La présence d'eau trouble dans les barrages agricoles et les flaques d'eau après la pluie indique le sol dispersif.

La géologie de la région peut aussi être un guide des sols dispersifs. Sherard et Decker (1977) indiquent que :

- ✓ Beaucoup des argiles dispersives sont d'origine alluviale. (L'expérience des auteurs est similaire, mais il ya beaucoup des argiles alluvionnaires non dispersive. Certaines argiles de ruissellement pluvial sont également dispersives) ;
- ✓ Certains sols issus de schistes et argiles prévue dans un environnement marin sont également dispersifs ;
- ✓ Les sols dérivés de l'altération des roches ignées et métamorphiques sont presque tous non dispersifs (mais peuvent être sensibles à l'érosion, par exemple: sable limoneux issus de grandiorite) ;
- ✓ Les sols à forte teneur en matière organique sont peu susceptibles d'être dispersifs.

## 1.7 Conclusion

Le sol est constitué de trois phases distinctes : l'eau, l'air et la phase solide. L'arrangement de ces trois phases et les interactions entre elles régissent le comportement mécanique des sols fins.

L'érosion interne est un phénomène très complexe lié à la fois à la nature des sols et au fluide d'érosion.

Le Crumb test est le plus simple essai à réaliser (in situ ou au laboratoire), il donne des résultats rapides mais elles restent qualitative, donc l'essai peut utiliser come

indicateur rapide pour caractériser la dispersion des sols. Le Pinhole test est l'essai le plus fiable qui modélise le phénomène de l'érosion en faisant intervenir les effets mécaniques de l'écoulement qui évoluent au cours du test. Le double hydrometer test donne généralement des résultats similaires à ceux de pinhole test, alors que les essais chimiques sont un bon indicateur de la dispersion des sols par la quantification du pourcentage de sodium qui est considéré le facteur principal du phénomène de dispersion.

Des dispositifs ont été développés pour mieux étudier le phénomène d'érosion des sols, l'essai d'érodimètre à jet mobile qui caractérise l'érosion de surface et qui permet de quantifier l'érosion par la mesure de la masse de sol érodé, ainsi l'essai d'érosion de trou qui est basé sur la mesure de turbidité de l'effluent qui traverse le trou pour quantifier la masse érodée et donc le développement du diamètre de trou pendant l'essai.

## **2 CHAPITRE II - L'EROSION INTERNE DANS LES BARRAGES EN REMBLAIS**

### **2.1 Introduction**

L'érosion dans les structures en terre dues à l'écoulement de l'eau se produit lorsque les forces résistant à l'érosion sont inférieures aux forces de percolation qui tendent à produire, de telle manière que les particules de sol sont enlevées et transportées avec le flux d'eau. Les forces résistantes dépendent de la cohésion, le poids des particules de sol et le type de protection qu'ils ont en aval. L'infiltration à travers une structure de terre n'est pas uniforme, le phénomène d'érosion augmente où il existe une concentration d'infiltration, dans les endroits où cette concentration émerge sur le côté aval, les forces érosives sur les particules du sol peut devenir très importante. Ceci accentue la concentration d'infiltration de l'eau et la force d'érosion (Godone and Stanchi, 2011). L'érosion interne est un mécanisme majeur des instabilités constatées sur les ouvrages hydraulique en terre. Ce mécanisme comporte deux processus principaux : l'arrachement des particules et leur déplacement. Son développement progressif dans le temps et dans l'espace, sa non-homogénéité due à l'hétérogénéité des sols naturels rend ce phénomène complexe et difficile à mettre en évidence et à interpréter (Alem et al., 2010).

Les barrages et digues en remblais sont sensibles à l'érosion interne. Ce phénomène est difficile à mesurer. Il est très localisé et il intervient dans le corps de l'ouvrage, souvent au niveau d'une conduite, à la jonction du remblai avec un ouvrage maçonné ou à cause de terriers.

## 2.2 Rupture des barrages en remblai

La rupture d'un barrage en remblai peut être causé par l'érosion interne des sols fins constituant le noyau, par l'érosion des sols sous la fondation ou sous les appuis, par des problèmes de stabilité résultant de trop fortes pressions interstitielles, d'écoulements avec des gradients trop élevés ou critiques et par le débordement de l'eau au dessus de la crête du barrage ou de son évacuateur de crues (Massiéra et al., 2008).

Selon les statistiques des ruptures des grands barrages résumée par le comité international des grandes barrages (CIGB), les barrages en remblai en terre représentent la majorité des ruptures de barrage, historiquement été presque deux fois plus que les barrages en béton. Cependant vers 1985 et après, la probabilité de rupture est similaire aux barrages en béton. Les raisons les plus communes pour les ruptures de barrage en remblai dans le monde sont la submersion et l'érosion internes (Fell and al., 1992).

La plupart des incidences des barrages aura lieu dans la vie du barrage en remblai, et en particulier pendant le premier remplissage du réservoir. Environ deux tiers de toutes les ruptures de barrage liés à l'érosion interne a eu lieu au cours des cinq premières années de leurs fonctionnement.

L'analyse des ruptures de barrage à travers le monde amène aux observations suivantes :

- ✓ Il y a deux causes principales de rupture :
  - Capacité insuffisante de l'évacuateur (35 % des ruptures documentées) ;
  - Problème de fondation (25 % des ruptures documentées).
- ✓ La probabilité de rupture d'un barrage en remblai croît avec la hauteur, passant de 0,2 % pour les toutes petites hauteurs (moins de 10 m) à 14 % pour les grands barrages (hauteur supérieure à 50 m) ;
- ✓ La phase de remplissage et les cinq premières années de service sont les plus critiques.

Foster and al., ont utilisés les données de la CIGB, et des informations sur les barrages qui avaient vécu des incidents pour développer des données historiques performances pour les barrages construits avant 1986 (Fell and al., 2005). Ils ont réalisé une étude statistique sur 11 192 ouvrages hydrauliques en terre, 136 ont subi des désordres dont 6% par glissement, 46% par érosion interne et 48% par surverse comme montre le tableau 2.1.

Ils trouvent qu'environ 1 sur 25 des grands barrages en remblai construit avant 1950, et environ 1 sur 200 de ceux construits après 1950 ont subis une rupture. Le tableau 2.2 résume les statistiques de rupture des barrages en remblai en cours de fonctionnement (à l'exclusion des ruptures lors de la construction), en montrant que, après le déversement, l'érosion interne et le renard sont les modes les plus importants.

Ils montrent ainsi que seulement 5,5% des ruptures sont par l'instabilité des pentes et 1,6% seulement pour les barrages construits après 1950. Leurs données montrent que pour les barrages en Australie, USA, Canada et Nouvelle-Zélande construit après 1950, environ 90% des ruptures sont liés à l'érosion interne et de le renard.

**Tableau 2.1** : Statistiques des ruptures des grands barrages en remblai jusqu'en 1986 (Foster and al., 2000a cité par Fell and al., 2005).

Mode de rupture	Total des ruptures (%)	Rupture avant 1950 (%)	Rupture après 1950 (%)
Submersion	34,2	36,2	32,2
Déversoir /vanne (ouvrages annexes)	12,8	17,2	5,5
Renard à travers le remblai	32,5	29,3	35,5
Renard de remblais dans la fondation	1,7	0	3,4
Renard à travers la fondation	15,4	15,5	15,3
Glissement en aval	3,4	6,9	0
Glissement en amont	0,9	0	1,7
Séisme	1,7	0	3,4
Total <sup>(1)</sup>	102,6	105,1	100
Total Submersion et ouvrages annexes	48,4	53,4	40,7
Total renard	46,9	43,1	54,2
Total glissement	5,5	6,9	1,6
Total de rupture	124	61	63

<sup>(1)</sup> Les pourcentages ne totalisent pas nécessairement à 100% parce que certains barrages ont été classés comme de multiples modes de rupture (Foster and al., 2000a cité par Fell and al., 2005).

**Tableau 2.2** : Moment de ruptures par l'érosion interne par rapport à l'âge de la digue (Foster et al., 2000 cité par Fell et al., 2005).

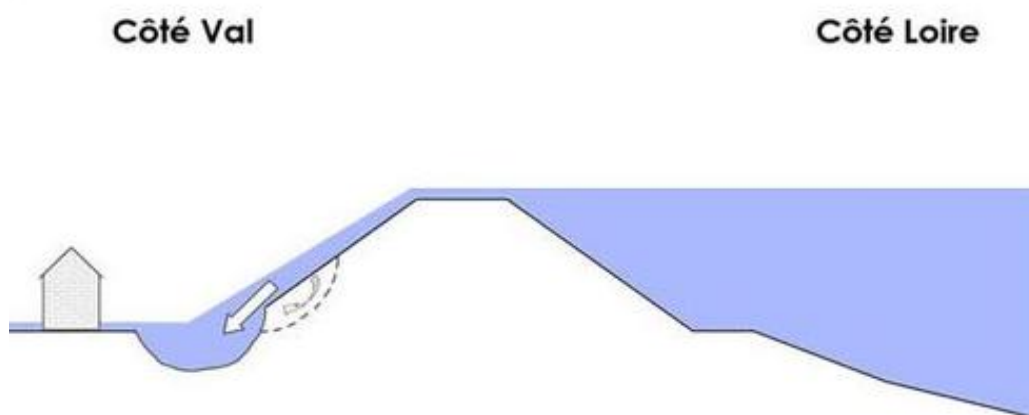
Moment de la rupture	Renard dans le remblai (%)	Renard dans la fondation (%)
Au premier remplissage	49	25
Durant les 5 premières années	16	50
Après les 5 années de mise en œuvre	35	25

## 2.3 Typologie des désordres et mécanismes de rupture

Les mécanismes menant à la rupture des ouvrages hydrauliques sont multiples et différent, on constate : la surverse, l'érosion externe, l'érosion interne et la rupture d'ensemble. La surverse qui est due à un phénomène typiquement externe : la crue d'un niveau supérieur à l'événement de référence qui a servi au dimensionnement de la hauteur de la digue. Il est, de ce point de vue, fondamental de connaître cet événement de référence, ce qui renseigne sur le niveau de protection assuré par l'aménagement. Cela relève d'études hydrologiques et hydrauliques. Tous les autres mécanismes mettent, par contre, en jeu directement la solidité de la digue et sont donc liés fortement à son implantation, à sa conception géotechnique, à sa surveillance et à son bon entretien.

### 2.3.1 Surverse

La surverse c'est le débordement de l'eau au-dessus de la digue lors d'une crue, conduit généralement à la brèche par érosion régressive du talus côté terre puis de la crête.



**Figure 2.1 : Mécanisme de rupture par surverse.** ( source : <http://www.centre.developpement-durable.gouv.fr/les-levees-digues-de-la-loire-a92.html>)

### 2.3.2 Erosion externe

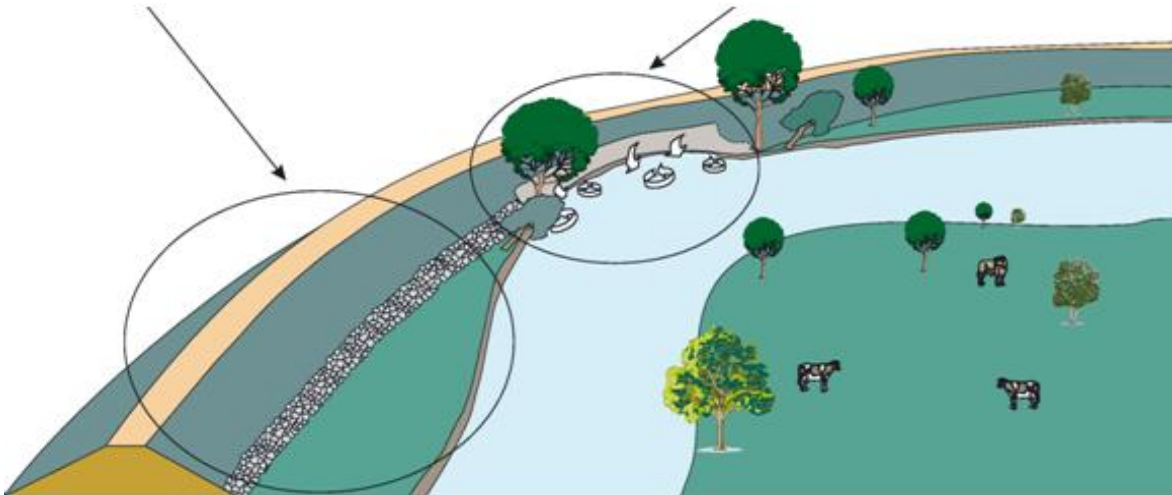
Lors d'une crue les talus des digues coté fleuve et les berges subissent les effets courants hydrauliques qui peuvent provoquer des érosions à leur base (figure 2.2).

### Facteur de stabilité

Protection du talus de digue, présence d'un espace entre la digue et le lit mineur, largeur du lit, vitesse d'écoulement lente, absence d'éléments perturbations (arbres, embâcles).

### Facteur de vulnérabilité

Talus de digue fragile, continuité berge-digue, convexité du lit, largeur d'écoulement rétrécie, arbres créant des tourbillons.



**Figure 2.2 :** *Mécanisme d'affouillement en pied de digue (Mériax et al, 2004).*

### 2.3.3 Erosion interne

Les hétérogénéités de perméabilité dans le corps du barrage et dans sa fondation peuvent être à l'origine de zones de circulations préférentielles de l'eau. Selon la charge hydraulique et la nature des matériaux, on peut obtenir localement un dépassement du gradient hydraulique critique, et observer une érosion interne du sol, créant progressivement un conduit le long duquel gradient et vitesse augmentent rapidement avec le temps. L'amplification du phénomène peut aller jusqu'à la création d'une galerie au travers de l'ouvrage ou sa fondation (renard hydraulique), puis une brèche par effondrement (Mériax et al., 2004). Les interfaces tuyau de vidange/remblai, ou béton/remblai sont des zones très propices au développement de renards, elles doivent donc faire l'objet d'une conception appropriée (écran sur les conduites par exemple) et une surveillance renforcée

### 2.3.4 Rupture d'ensemble

Le profil en travers courant des digues en remblai leur confère en général une stabilité d'ensemble qui est assez largement assurée dans tous les cas de charge.

Le risque d'instabilité d'ensemble sous la charge hydraulique existe généralement lorsque ces trois facteurs sont réunis (Mériaux et al., 2004) :

- ✓ Profil de digue étroit avec pentes de talus fortes (pentes supérieures à 0,65 ou fruits inférieurs à  $3 H / 2 V$ ) ;
- ✓ Piézométrie élevée dans la digue liée à l'absence de drainage et à la présence de couches hétérogènes ;
- ✓ Faible compacité, donc faibles caractéristiques mécaniques des matériaux du remblai, ou présence d'une couche argileuse sous-consolidée au niveau de la fondation.

Ces trois facteurs sont potentiellement réunis dans les zones d'anciennes brèches dont la réparation n'a pas toujours été menée dans les meilleures conditions.

### 2.4 Analyse pathologique de l'érosion interne

Un ouvrage en terre doit répondre à deux conditions principales : l'imperméabilité et la résistance mécanique de la structure. Les événements initiateurs du phénomène d'érosion peuvent agir soit en affaiblissant la résistance mécanique de la structure, soit en dégradant son étanchéité par l'augmentation de la perméabilité de l'ouvrage.

Les principales causes contribuant à la rupture sont (Bekkouche, 1987) :

#### 2.4.1 Causes liées au compactage

- ✓ Si le matériau est trop sec ou trop humide, la densité sèche sera inférieure à la densité sèche optimale ;
- ✓ Il est très difficile de compacter au voisinage des conduites de vidange, des évacuateurs de fond... ;
- ✓ Une mauvaise liaison entre deux couches successives peut être la cause d'un cheminement d'eau privilégié ;
- ✓ Adaptation du matériel au matériau : par exemple le compacteur à rouleaux lisses donne un mauvais résultat avec les argiles constituées en mottes, à l'encontre du tramping qui permet d'homogénéiser ces dernières.

### 2.4.2 Causes dues à la mauvaise liaison du noyau avec le contour

Il faudra que les forces de liaison au contact du noyau soient au moins égales à celles existant le long d'une section quelconque de l'ouvrage. Plusieurs conditions rendent cette liaison difficile :

a) Fondation et appuis rocheux :

- ✓ Les roches poreuses absorbent l'humidité de la première couche, donc retrait de celle-ci ;
- ✓ La surface du rocher très lisse ;
- ✓ L'irrégularité du rocher ;
- ✓ L'effet de voûte qui peut se produire par le compactage de la terre au-dessus des points bas de la surface du rocher ;
- ✓ La présence d'eau libre.

b) Fondation et appuis en terre :

- ✓ Il faudra excaver jusqu'à l'obtention d'une terre suffisamment compactée ;
- ✓ Il faudra scarifier la fondation pour assurer une meilleure liaison ;
- ✓ Si les terres du remblai et celles de la fondation sont de natures différentes, il faudra une terre de transition constitué d'un mélange des deux terres. Sur les rives, cette zone de transition peut atteindre 2 à 3 m d'épaisseur.

### 2.4.3 Causes liées à la fissuration du remblai

a) Tassement différentiel, il peut être provoqué par les causes suivantes :

- ✓ Pentes des appuis latéraux trop raides ;
- ✓ Au-dessus de la conduite de vidange ou évacuateur de crue ;
- ✓ Hétérogénéité du sol de fondation ;
- ✓ La non-continuité des déformations entre le corps du barrage et la fondation. Cette condition n'est pas satisfaite si le corps du barrage est plus déformable que la fondation.

b) Relâchement des contraintes des matériaux surconsolidés du fond de la vallée ou appuis latéraux.

c) Fracturation hydraulique affectant les noyaux minces à cause de la faible

contrainte effective due aux frottements avec les recharges.

d) Mauvaises reconnaissances géologiques ou géotechniques :

- ✓ Fissures géologiques ;
- ✓ Roches altérables ;
- ✓ Lentilles de sable dans les fondations ou appuis.

#### **2.4.4 Causes provoquées par la conduite de vidange**

- ✓ Fuite en provenance de la conduite de vidange à la fissuration de celles-ci ;
- ✓ Mauvais fonctionnement des vannes pouvant provoquer une vibration de la conduite créant un désordre dans le corps du barrage.

### **2.5 Modes de rupture par l'érosion interne**

Le risque d'érosion interne et d'infiltration dans les barrages en remblai est subdivisé généralement en trois modes de rupture (Cyganiewicz, 2001) :

#### **2.5.1 Érosion interne à travers le remblai**

Ce mode de rupture est caractérisé par l'érosion interne qui se produit uniquement dans le remblai. Soit érosion interne par renard, affouillement, ou suffusion pourrait initier dans le noyau du barrage. L'érosion interne serait progresser en s'échappant les particules vers les zones en aval. L'érosion interne continuera jusqu'à la rupture de barrage (Barrages de Walter Bouldin et d'Anita, USA).

#### **2.5.2 Érosion interne à travers la fondation**

Ce mode de rupture est caractérisé par l'érosion interne qui se produit uniquement au sein de la fondation. L'érosion interne soit par renard, affouillement, ou suffusion initié dans certain matériau érodable de la fondation. L'érosion interne serait progresser en s'échappant les particules vers les zones en aval. L'érosion interne continuera vers l'arrière jusqu'à ce qu'il atteigne le réservoir. Dans les derniers stades de l'érosion, la digue du barrage sera conduite vers la rupture. (Barrage de Baldwin Hills, USA).

### **2.5.3 Érosion interne du remblai dans/à la fondation**

Ce mode de rupture est caractérisé par un processus d'érosion interne qui implique à la fois le remblai et la fondation. Dans cette catégorie générale de l'érosion interne, on distingue deux modes de rupture :

#### **2.5.3.1 Érosion interne du remblai près de la fondation**

L'érosion interne initie au contact entre le remblai et la fondation en raison de l'infiltration de la digue. Les particules du remblai sont transportées dans la fondation à travers cette infiltration. Il doit y avoir une perméabilité suffisante et la fondation doit être capable de transmettre des quantités importantes de matériaux de remblai loin de la zone de contact. Le processus avance par l'érosion régressive jusqu'à la rupture du barrage (Barrage de Teton, USA).

#### **2.5.3.2 Érosion interne du remblai au contact de fondation par un flux**

L'érosion interne commence par un flux concentré de l'eau dans la fondation à son contact avec le remblai. Effectivement aucun mouvement des particules du remblai dans la fondation ne se produit. Plutôt le flux attaque le noyau du barrage à son contact avec la fondation causant l'érosion des particules dans les zones aval de la fondation ou dans le remblai. L'érosion des remblais peut évoluer vers une rupture par démêler progressive de la face aval du remblai (barrages de Fontanelle et de Quail) ou par des autres mécanismes violation. Le barrage de Teton est aussi pensé par le tiers pour leur rupture par ce mode.

## **2.6 Processus de l'érosion interne**

Les fractions du sol qui sont considérées comme les plus sensibles à l'érosion sont le limon et le sable. Par contre Les sols cohérents tels que les argiles sont plus résistants à l'érosion car les liaisons chimiques ne sont pas détruits (Srbulov, 1988 cité par Mattsson and al., 2008).

Dans les barrages en terre et en enrochement à noyau central il existe principalement trois processus qui peuvent engendrer le renard (Fell and al., 2005) : l'érosion régressive, la concentration des fuites et la suffusion :

- ✓ L'érosion régressive est initiée à la sortie de l'infiltration et l'érosion évolue progressivement vers l'arrière en formant un canal ;

- ✓ La concentration des fuites initie une fissure ou une zone émanant de la source d'eau à un point de sortie. L'érosion continue progressivement le long des parois du canal ;
- ✓ La suffusion est le processus où les particules fines du sol lavent ou rongent les cavités formées par les particules plus grossières. Ceci peut être évité si le sol a une distribution de particules bien calibrée avec des vides suffisamment petite. Les sols sont s'appellent intérieurement instable si la suffusion prend place et intérieurement stable si les particules ne sont pas dispersives sous infiltrations.

Le renard peut se produire dans le remblai, à travers la fondation et dans le remblai à travers la fondation.

### 2.7 Développement du l'érosion interne

La description du processus d'érosion interne selon Terzaghi et Peck est fondamentale. Le processus d'érosion interne conduisant à une rupture de barrage est illustré dans le développement de quatre étapes (Wan et Fell, 2004). Ces quatre étapes sont :

#### Etape 1 - Initiation de l'érosion

L'érosion interne à l'intérieur d'un barrage en remblai initié par une concentration de fuite, suffusion ou par l'érosion régressive :

- ✓ La concentration de fuite peut se produire par une fracturation hydraulique. La Fracturation hydraulique lui même, est causée par de nombreux facteurs différents. Un tel facteur est l'apparition de tassements différentiels dans le barrage.
- ✓ La suffusion est un autre moyen de l'initiation de l'érosion interne, il se produit dans les sols qui sont intérieurement instable.
- ✓ L'érosion régressive, l'infiltration doit être suffisamment élevée pour initier le mouvement des particules du sol au point de sortie.

#### Etape 2 – Continuation de l'érosion

Pour cette phase, la question essentielle est la présence des filtres dans le barrage. Ces derniers permettent de retenir les particules déplacées pendant la décharge dans la fondation ou le remblai sans favoriser l'accumulation d'un excès de pression dans les pores.

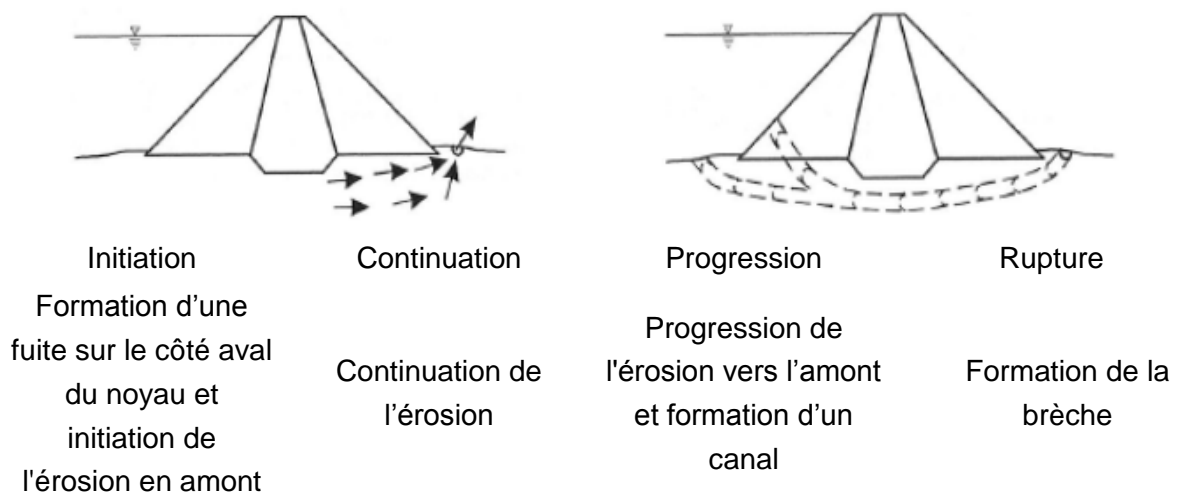
### Etape 3 – Progression jusqu'à former un canal

La continuation de l'érosion interne dépend de différents facteurs d'initiation du processus. Dans le cas de l'initiation par une concentration de fuite, la progression dépend de la forme géométrique de la fuite et l'érodibilité du sol. Si le processus, est initié par l'érosion régressive pour former un canal, elle est régie principalement par la fonctionnalité du filtre. Si l'initiation est due à une suffusion il est possible que, après la suffusion complète, le squelette reste du sol sera érodée par l'érosion régressive ce qui conduit à la formation d'un canal.

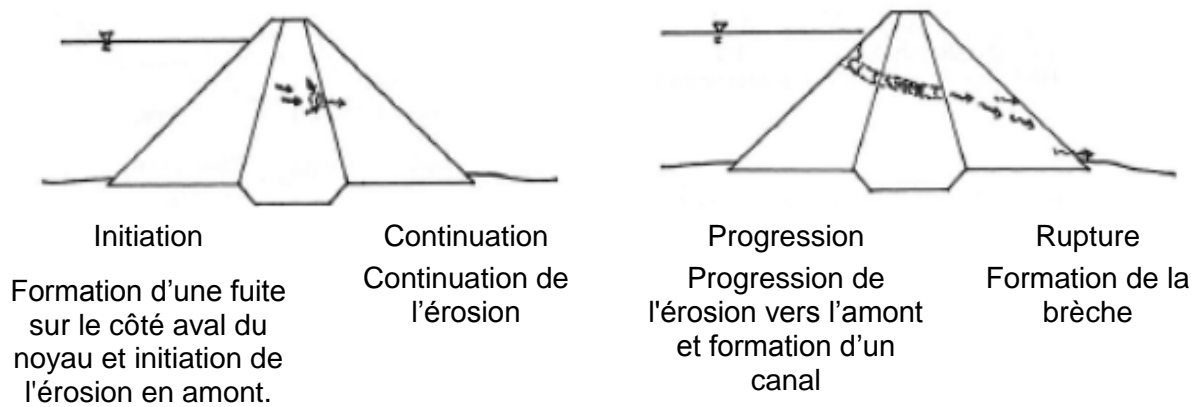
### Etape 4 – Rupture de la digue

Si les progrès d'érosion interne pour former un canal comme décrit ci-dessus il peut entraîner des dommages structurels dans le barrage et dans le pire des cas la rupture du barrage. Il existe de nombreux scénarios possibles tous se terminant par la rupture du barrage. Par conséquent, le processus en commençant par l'érosion interne dans le remblai jusqu'à le franchissement de la crête, glissement en raison de l'instabilité des pentes.

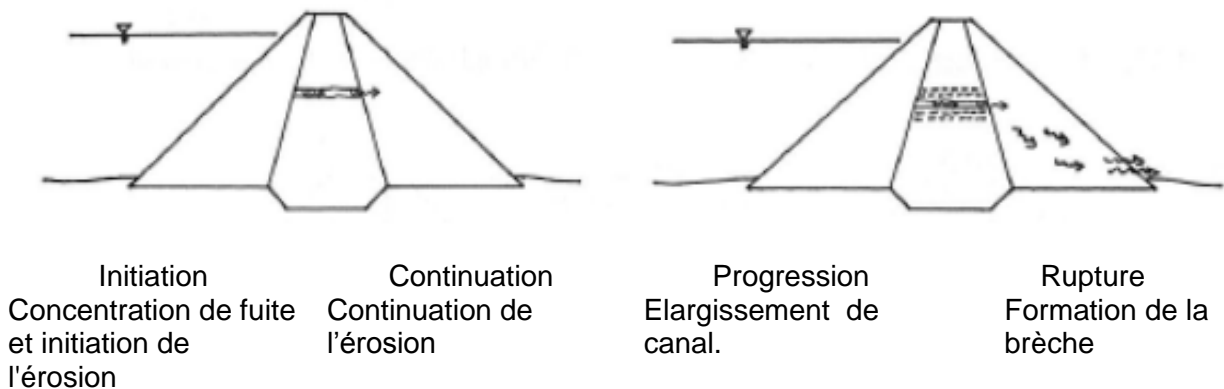
Les modèles conceptuels pour le développement des ruptures par le renard sont présentés dans la figure 2.3 à la figure 2.5



**Figure 2.3 :** Modèle pour le développement de l'érosion interne dans la fondation (Fell and al., 2001)

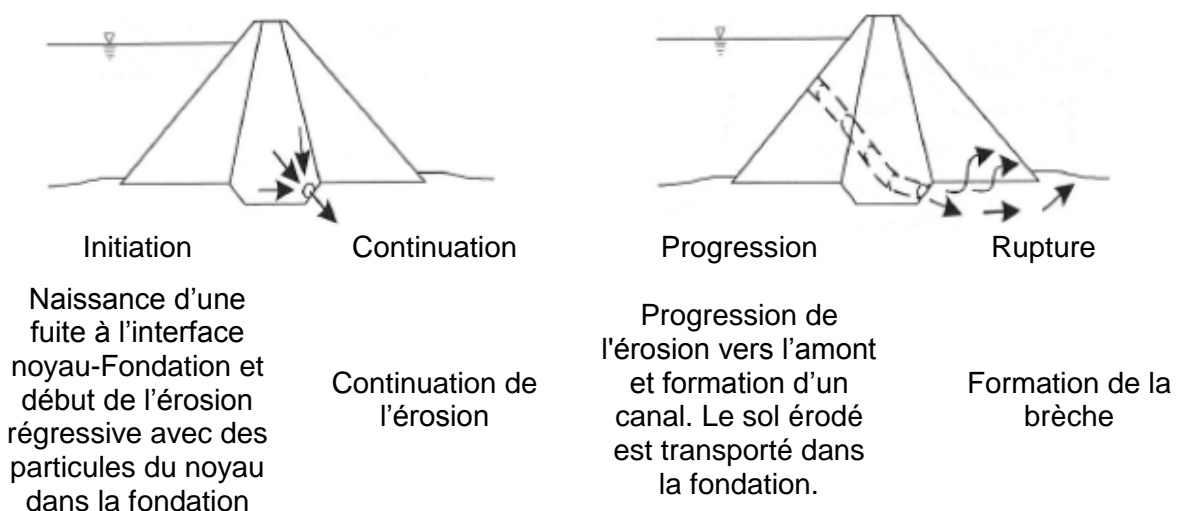


**Erosion progressive.**



**Concentration de fuite**

**Figure 2.4 :** Modèle pour le développement de l'érosion interne dans le remblai (Fell and al., 2001).



**Figure 2.5 :** Modèle pour le développement de l'érosion interne du remblai à la fondation (Fell and al., 2001).

## 2.8 Méthodes de détection de l'érosion interne

Il existe un grand nombre de méthodes de détection de l'érosion interne, souvent utilisé pour l'enquête de l'intégrité des barrages en remblai ou utilisés pour la réparation du barrage ou d'une enquête de dommages structurels existants. Ces méthodes ont la possibilité de détecter et de donner des avertissements précoces de l'érosion interne.

Selon Fell et al. (2005), les signes d'alerte courants au cours des incidents dans les barrages en remblai sont : l'augmentation des fuites, les fuites boueuses, les dolines, les colonies, la fissuration, le bain à remous dans le réservoir, l'augmentation de la pression interstitielle et le bout de sable.

### 2.8.1 Auscultation des barrages en remblais

Les méthodes conventionnelles de détection de l'érosion interne peuvent être divisées en surveillance et contrôle. Les inspections visuelles régulières sont les plus importants dans un programme de surveillance des barrages. La surveillance comprend toutes les enquêtes effectuées régulièrement programmées et les inspections visuelles qui sont effectuées sur le barrage. La surveillance comprend des mesures de différents paramètres qui sont importants pour la sécurité du barrage. La surveillance a l'avantage que toute la partie visible du barrage peut être inspectée. Les intervalles de surveillance dépendent de la classification du barrage. Le principal inconvénient de l'inspection visuelle pour détecter l'érosion interne est que le processus d'érosion pourrait progresser trop quand t-il devient visuelle (Sjödahl, 2006).

Le contrôle est composé de la surveillance des débits d'infiltration, mesures de pression interstitielle et des mesures des mouvements et des déformations.

L'infiltration est fortement liée à l'érosion interne, une augmentation rapide des débits d'infiltration est un signal du problème de fuite, qui pourrait être associée à une érosion interne. Les mesures d'infiltration sont effectuées sur le drainage recueillis en aval du barrage. La mesure des pressions interstitielles à l'intérieur du barrage fournit des informations intéressantes pour de nombreuses raisons. Les pressions interstitielles dans le noyau peuvent indiquer les zones de fuite. Les mesures dans le filtre aval peuvent vérifier l'intégrité de la capacité de drainage de la zone filtre. La réduction de la capacité de drainage du filtre peut être un signe d'érosion interne comme le lavage des fines pourrait entraîner le colmatage du filtre. Les pressions interstitielles sont souvent mesurées manuellement à intervalles réguliers. Les déformations dans le barrage peuvent être associées à des tassements causés par

l'érosion interne. Ces mesures sont effectuées à certains points sur la crête et sur les talus du barrage. Généralement de telles mesures sont répétées manuellement à des intervalles réguliers, mais la surveillance automatique est possible.

### 2.8.2 Dispositif d'auscultation

Le but recherché est de réunir des informations suffisantes, en nombre et en qualité, pour détecter en temps utile les phénomènes évolutifs susceptibles de nuire à la sécurité de l'ouvrage. L'inspection visuelle est la partie majeure de la surveillance des barrages : elle permet souvent de détecter des désordres et anomalies affectant un ouvrage. Par contre, l'auscultation est une méthode quantitative basée sur l'utilisation d'instruments de mesure, choisis et positionnés pour rendre compte de l'évolution du comportement de l'ouvrage. Le dispositif d'auscultation doit donc être conçu en fonction du type, des dimensions et des particularités techniques du barrage.

Les principales évolutions susceptibles de conduire à des désordres, voire à des ruptures, sont globalement de trois ordres :

- ✓ Des tassements nettement plus importants que ceux qui ont été prévus de la crête du remblai, ce qui entraîne aussi une diminution de la revanche ;
- ✓ Le développement de pressions interstitielles anormalement élevées ;
- ✓ L'existence des fuites à travers le remblai ou la fondation, non contrôlées par le système de drainage (insuffisant ou colmaté) et pouvant, par leur aggravation brutale ou progressive, conduire à un phénomène de renard ou à une saturation du talus aval.

Les principales mesures effectuées lors de l'auscultation d'un barrage sont (Degoute, 1997) :

#### 2.8.2.1 Mesure de la cote du plan d'eau

Cette mesure participe à trois objectifs :

- ✓ Améliorer la gestion de la retenue par une connaissance continue des volumes d'eau disponibles ;
- ✓ Participer à l'auscultation du barrage en permettant d'examiner l'influence de la cote de la retenue sur les mesures de certains instruments (en particulier débits et piézométrie) ;
- ✓ Enrichir les données hydrologiques par mesure des débits de crue.

La gestion d'un barrage vanné et l'amélioration des données hydrologiques justifient, dans certains cas, l'installation d'un limnimètre enregistreur. Dans tous les autres cas, et en particulier pour les besoins de l'auscultation, une échelle limnimétrique convient tout à fait pour la mesure de la cote du plan d'eau.

### 2.8.2.2 Mesure des débits

Le contrôle des fuites, des suintements et des zones humides est d'abord visuel. La mesure des débits suppose leur collecte : fossé de pied, aménagement d'exutoires. Deux procédés de mesure des débits sont envisageables :

- ✓ Par capacité (mesure du volume recueilli dans une capacité jaugée pendant un temps donné) ;
- ✓ Par mesure de la lame déversant en amont d'un seuil calibré.

Ces dispositifs sont installés sur les ouvrages neufs à la sortie des organes de drainage, et sur les barrages en service dans des zones où l'on observe des fuites. Tout doit être fait contournement, et qu'il soit, si possible, non influencé par la pluie.

Les seuils doivent être maintenus propres et les canaux d'approche des seuils doivent être périodiquement débarrassés des matériaux déposés. Si des matériaux granulaires sont observés, il convient d'alerter un bureau spécialisé qui étudiera si un risque d'érosion interne est à redouter.

### 2.8.2.3 Mesure de la piézométrie

Il est important de contrôler dans la fondation et dans le remblai la position de la surface phréatique et l'évolution des pressions interstitielles.

On peut classer les appareils de mesure en deux types :

- ✓ Les piézomètres à tube ouvert dont la longueur crépinée est de quelques dm à plusieurs mètres ;
- ✓ Les cellules de pression interstitielle (à corde vibrante, à contre-pression).

Les cellules de pression interstitielle fournissent des mesures ponctuelles précises et elles ont des temps de réponse plus rapides que les piézomètres.

Le piézomètre à tube ouvert, peu coûteux et de lecture aisée, permet de détecter les anomalies dans la fondation (mise en évidence d'une perte de charge insuffisante), ou dans le talus aval (problème de saturation). On plante alors les piézomètres dans des profils rive à rive (attention au contact avec le tapis drainant). Compte tenu

du temps de réponse, le piézomètre à tube ouvert convient mieux aux terrains perméables.

Par contre, si on souhaite suivre finement des phénomènes plus complexes, tels que la consolidation des matériaux argileux humides de la fondation, du remblai, la progression de la saturation, l'efficacité d'un drain cheminée, on préfère des mesures ponctuelles de la pression interstitielle regroupées dans quelques profils amont-aval.

### 2.8.2.4 Mesure des déplacements

On peut distinguer plusieurs types de mesure des déplacements :

- ✓ Des mesures de déplacements absolus de repères du barrage par rapport à des piliers d'observation fixes implantés dans des zones non susceptibles d'être affectées par des mouvements; on peut réaliser des mesures altimétriques (tassement) et des mesures planimétriques (sens amont-aval et sens rive-rive) ;
- ✓ Des mesures de déplacements internes du remblai : verticaux à l'aide de tassomètres, horizontaux à l'aide d'inclinomètres ou d'élongomètres ;
- ✓ Des mesures de déplacements relatifs des structures en béton : pendule dans la tour de prise, vinchon au droit des joints de la galerie de visite.

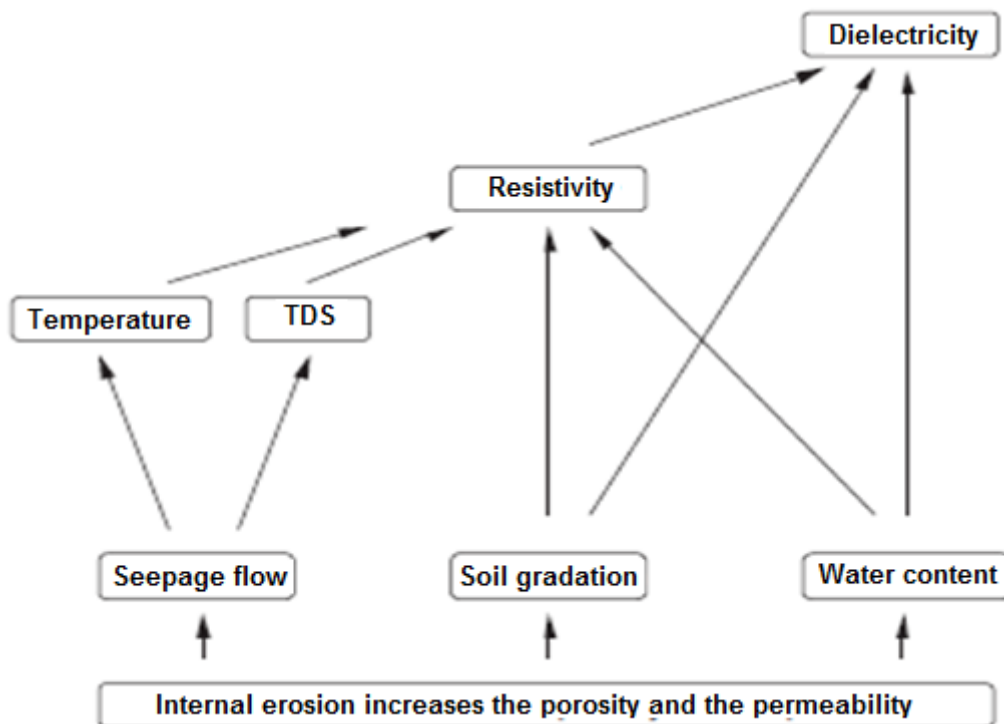
La mesure la plus courante est celle du tassement ; ce dernier évolue en général peu après quelques années. Il est important de commencer les mesures de tassement dès la fin du compactage des dernières couches du remblai. Les bornes topographiques solidarisées avec le corps du massif sont placées sur la crête du remblai, ou près de celle-ci, et aussi sur le parement aval pour les ouvrages relativement grands.

### 2.8.3 Méthodes Géophysiques

Les techniques géophysiques sont des méthodes indirectes de caractérisation des sols : elles donnent accès aux valeurs effectives de propriétés physiques, qui dépendent des paramètres d'état ou de structure des sols. Les méthodes de prospection électrique et électromagnétique ont été sélectionnées pour leur grande sensibilité aux paramètres des sols, en particulier l'humidité des sols, leur état de compactage, leur nature, leur structure et leur homogénéité. Des études approfondies tentent couramment de relier les variables géophysiques mesurées aux paramètres d'état des sols.

### 2.8.3.1 Sensibilité des méthodes géophysiques à l'érosion interne

Le transport et la perte de particules fines causent une augmentation de la porosité. C'est une augmentation qui pourrait conduire à une élévation de la perméabilité, participer à une hausse du flux d'infiltration et conduire à l'augmentation de la surface d'infiltration. L'augmentation de la porosité affecte aussi les paramètres tels que la densité, la permittivité diélectrique, la conductivité hydraulique, la température et la résistivité électrique. En général, la porosité, le flux d'infiltration et la pression dans les pores sont les paramètres physiques indicateurs de la présence d'érosion interne dits paramètres primaires. De l'analyse faite par Johansson en 1997, certains paramètres sont plus influencés que d'autres à la variation de ces paramètres primaires. Ainsi le choix porté sur une méthode associée à l'un des paramètres les plus influencés aurait une grande probabilité de détection des signes de l'érosion interne dans le barrage. Il serait donc plus probable que la thermométrie soit plus sensible à la variation du flux d'infiltration qu'aux changements de porosité dans le sol ou que la méthode de résistivité électrique fait une faible sensibilité due à la variation de la porosité et du flux d'infiltration (Tchoumkam, 2010).

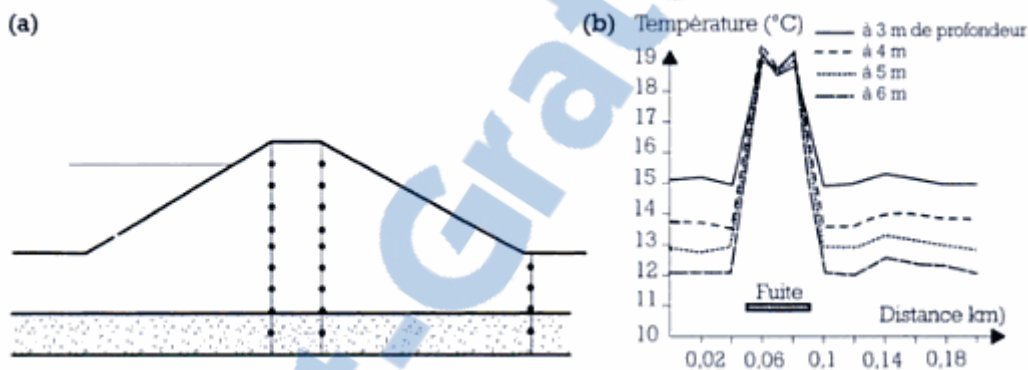


**Figure 2.6 :** Organigramme présentant les interactions engendrées par le phénomène d'érosion interne sur plusieurs paramètres d'état d'un matériau (Johansson, 1997).

### 2.8.3.2 Mesure de température

Les mesures de température ont démontré une puissante méthode pour la détection des infiltrations élevées dans les digues. La technique basée sur le fait que l'augmentation des infiltrations affecte le profil de température dans le barrage. Cet effet de température peut être mesurée et liés au débit d'infiltration (Sjodahl, 2006).

Les mesures de température sont effectuées selon des profils transversaux et longitudinaux dans des piézomètres ou dans des tubages creux battus dans le sol au marteau pneumatique jusqu'à 15 à 20 m de profondeur. Une chaîne de capteurs de température espacés de 1 m est introduite dans chaque tube et permet d'identifier la (ou les) zone(s) concernée(s) par les pics thermiques (Lautrin, 2003).



**Figure 2.7 :** La thermométrie profonde. (a) : Schéma de dispositif de mesure, (b) : Exemple de fuite détecté par thermométrie profonde (Lautrin, 2003).

### 2.8.3.3 Méthode de résistivité électrique

#### a) Origine de la conductivité électrique des sols

Le sol est un milieu hétérogène triphasique. Le courant peut être, en théorie, conduit par chacune des 3 phases (gazeuse, liquide, solide). Cependant, la phase gazeuse est un très bon isolant. La conduction du courant a lieu dans les phases liquides et solides, et ce, grâce aux phénomènes suivants (Schneider, 2006) :

- ✓ La phase liquide conduit le courant par l'intermédiaire des ions et des complexes ioniques qui s'y trouvent. Il s'agit d'une conduction électrolytique. La valeur de la conductivité dépend de la nature des ions présents (en raison de leur différence de mobilité électrique) et de leurs concentrations.
- ✓ La phase solide, qui est l'ensemble des constituants du sol, est isolante dans le cas de matériaux électriquement neutres et isolants (cas du sable pur, composition chimique  $\text{SiO}_2$ ), ou conductrice dans le cas contraire. Des déficits

de charge à la surface des minéraux, et notamment des minéraux argileux, conduisent à l'adsorption d'ions sur ces surfaces qui sont à l'origine d'une conduction dite de surface. Les électrons libres, qui se trouvent en surface des constituants métalliques du sol, assurent quant à eux la propagation d'un courant électrique de nature électronique.

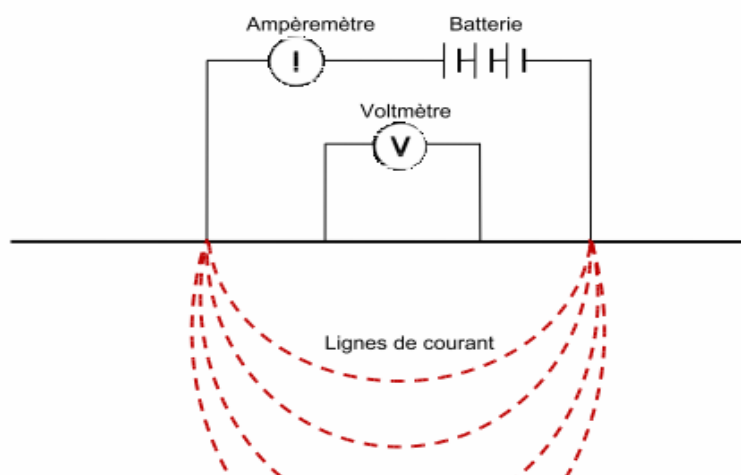
### **b) Facteurs influençant la résistivité électrique**

Les facteurs influant sur la résistivité électrique d'un sol sont : la porosité (la taille et la forme des pores, la forme et la taille des connections existantes entre les pores), la concentration ionique du fluide contenu dans les pores, la composition de la phase solide (la teneur et la composition du sol en argile), le degré de saturation du milieu poreux, la forme, la taille et l'orientation des particules, la température et l'état de l'eau (eau libre, eau liée, glace, vapeur) (Beck, 2008).

### **c) Principe de la méthode**

La résistivité électrique, mesurée en Ohm-mètre ( $\Omega.m$ ). Elle quantifie l'aptitude du matériau à s'opposer au passage du courant électrique; son inverse, la conductivité électrique, exprimée en Siemens par mètre (S/m).

Le principe de la méthode consiste à injecter un courant électrique continu ou alternatif à basse fréquence dans le sol à l'aide de deux électrodes. Deux autres électrodes, également implantées dans le sol, permettent de mesurer la différence de potentiel. Les quatre électrodes forment un quadripôle schématisé (figure 2.8) :



**Figure 2.8 :** Principe de mesure de la résistivité du sol (Cunat, 2012).

La mesure de potentiel couplée à la mesure d'intensité  $I$  (Ampère) du courant injecté permet de mesurer la résistivité apparente du sol  $\rho_a$  :

$$\rho_a = K \frac{\Delta V}{I} \quad (2.1)$$

La résistivité apparente est proportionnelle au rapport de la différence de potentiel sur l'intensité du courant injecté. Le coefficient de proportionnalité  $K$  est un facteur géométrique fonction du positionnement des électrodes. La profondeur d'investigation des méthodes électriques varie en fonction de l'espacement inter-électrodes et est de l'ordre de 1/6ème à 1/8ème de la longueur du dispositif (Mériaux et al., 2004).

### ***d) Types de mesures utilisées pour les digues***

La prospection du champ de résistivité d'une zone peut être réalisée par différentes méthodes :

- ✓ le traîné électrique : la taille du réseau d'électrodes est fixe (espace inter-électrodes constant) mais est déplacé sur toute la zone de prospection ;
- ✓ le sondage électrique : après chaque mesure, les électrodes sont progressivement éloignées les unes des autres pour augmenter l'épaisseur de terrain prise en compte ;
- ✓ le panneau électrique : c'est une combinaison des deux méthodes précédentes. Des électrodes sont implantées sur toute la zone d'investigation. Le panneau peut être déployé en travers de l'ouvrage ou en long. Une électrode peut à la fois jouer le rôle d'injection ou de mesure de potentiel. La mesure est pilotée par un ordinateur qui réalise la combinaison des interrogations. Dans le cas des digues, qui présentent un caractère hautement 3D entraînant la formation d'artéfacts dans les résultats d'imagerie conventionnelle (1D ou 2D), des électrodes perpendiculaires au profil en long peuvent être utilisées.

## **2.9 Conclusion**

Les statistiques montrent que l'érosion interne est l'une des principales causes de rupture des ouvrages hydraulique. Le phénomène est complexe et difficile à détecter, il se passe à l'intérieur du barrage ou la fondation, et le processus peut bien progresser avant tout signe représenté à l'extérieur du barrage. Le premier signe à l'extérieur peut être l'instance pour des grands débits d'infiltration, une fuite observable, visuellement concentrée au pied aval ou une turbidité élevée de l'eau d'infiltration.

Pour les barrages en remblai, le problème principal de sécurité est d'identifier l'érosion interne à un stade précoce, les méthodes de suivre les infiltrations et de détection de l'érosion interne ont d'une grande utilité pour l'évaluation de la sécurité.

L'auscultation d'un ouvrage hydraulique est un point important de la vie de ce dernier. Cela permet de déceler toutes sortes d'anomalies pouvant entraîner une instabilité de l'ouvrage. Les moyens mis en œuvre pour assurer un suivi adapté doivent correspondre à la taille et à la complexité de l'ouvrage. Les méthodes géophysiques fournissent des informations complémentaires tant pour des interprétations qualitatives que quantitatives, principalement sur l'hétérogénéité de la structure et sur la reconnaissance des zones de faiblesse et d'écoulement dans le barrage.

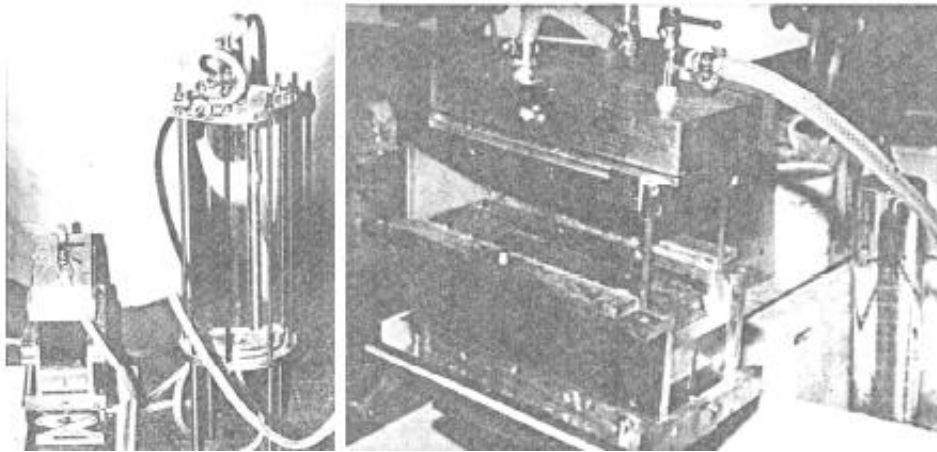
### **3 CHAPITRE III - ESSAI D'ERODIMETRE A JET MOBILE SUR DES DIGUES EXPERIMENTALES.**

#### **3.1 Introduction**

La mesure de l'érodabilité suppose l'intervention d'un processus érosif parfaitement contrôlé sur une surface donnée de sols. L'érodabilité au sens large d'un sol, sous l'action de l'érodimètre, dépend d'un certain nombre de paramètres, notamment la puissance des jets, la pente du sol, la densité sèche, la perméabilité, les traitements subis et, enfin, l'encroûtement de surface et la présence d'une végétation (Hénensal et Duchatel, 1990).

L'érodimètre à jet mobile du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) est issu d'un schéma daté de 1983 (Hénensal, 1983). L'objectif était de disposer d'un appareil d'étude de l'érosion hydrique essayant de faire intervenir à la fois l'impact des gouttes de pluie et le transport par ruissellement. Une première version de l'appareil a été fabriquée en 1984 et testée en 1985. De forme rectangulaire (5,2x10x27 cm), il comportait 7 gicleurs démontables disposés régulièrement et un réservoir (Figure 3.1).

Le présent chapitre détaille des essais in-situ réalisés par le groupe « Comportement des Sols des Roches et des Ouvrages » de l'Ifsttar sur les deux ouvrages expérimentaux réalisés au Centre d'Etudes et de Recherches de Rouen (CER Rouen).



**Figure 3.1 :** Erodimètre à jets fixes LCPC (Hénensal et al., 1985)

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

- ✓ Utiliser un moule Proctor modifié traditionnel ;
- ✓ Réaliser plus facilement les éprouvettes ;
- ✓ Exécuter l'essai automatiquement.

Ce nouveau prototype réalisé en 1986 comportait trois éléments (Figure 3.2) :

- ✓ Un mécanisme entraîné par un moteur et commandant un bras arroseur tournant à environ 4 tours par minutes ;
- ✓ Une chambre de pluie ;
- ✓ Un moule porte une éprouvette (ou in situ une trousse coupante) pour pénétrer légèrement dans le sol.

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

La sensibilité à l'érosion est mesurée à partir de la masse érodée de sol sous la pression constante de 1 bar lors de l'injection d'eau pendant une minute. Hénensal a proposé une classification de la sensibilité à l'érosion pour les matériaux à partir de la masse sèche érodée.

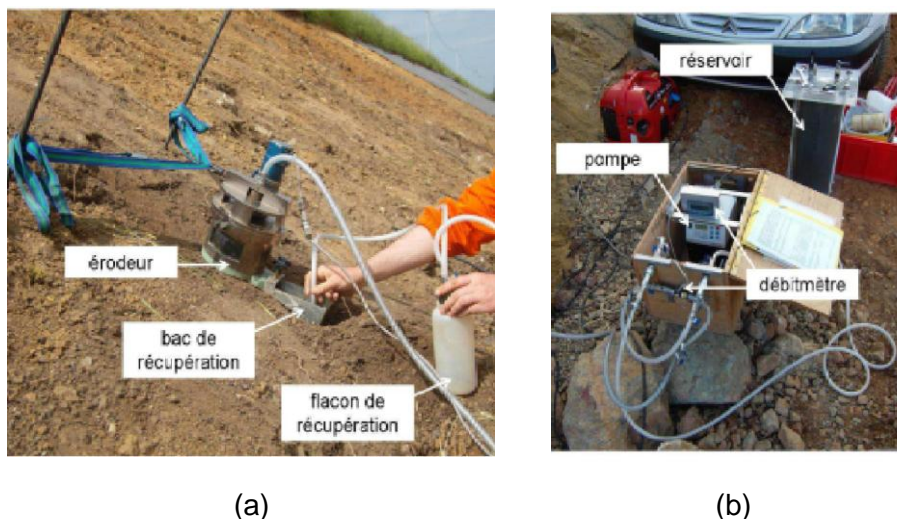


*Figure 3.2 : Erodimètre à Jet Mobile LCPC (Hénensal et al., 1987).*

### 3.2 Appareillage et principe des essais

L'érodimètre à jets mobiles (EJM) est constitué d'une partie mécanique active appelée « érodeur », d'un réservoir d'eau sous pression et de différents organes de service.

L'érodeur projette six jets d'eau de caractéristiques semblables et bien définies à partir de gicleurs de 0,5 mm de diamètre (figure 3.3 a). Ces jets sont dirigés perpendiculairement à l'échantillon de sol dont on veut mesurer l'érodabilité. Le bras de l'érodeur sur lequel sont fixées les six buses est mis en rotation durant l'essai. Notons que le sol n'est pas totalement submergé et qu'il s'agit d'un essai non destructif et non invasif. La chambre d'érosion a un diamètre intérieur de 15,2 cm.



*Figure 3.3 : Appareil d'essai EJM ; (a) : l'érodeur, (b) : appareillage annexe (Haghighi, 2012).*

L'appareillage annexe est composé de (figure 3.3 b) :

- ✓ Module d'alimentation en eau (réservoir d'eau sous pression ou pompe à eau) ;
- ✓ Dispositif de sortie et un récipient de recueil des effluents.

Au cours de l'essai et selon le protocole choisi, les jets impactent donc le sol et l'effluent est recueilli permettant la caractérisation de la sensibilité à l'érosion de l'échantillon testé.

Différents paramètres tels que la température extérieure, l'angle de la surface du sol et la profondeur de points représentatifs de l'essai peuvent être mesurés.

### **3.3 Protocole d'essai**

La première étape du protocole d'essai est de préparer le sol (enlèvement des agrégats et éventuellement des matières végétales de surface) et à le rendre plan.

L'appareil est muni en amont d'un débitmètre permettant de s'assurer du débit constant au cours de l'essai.

Une trousse coupante est enfoncée de manière à amener le déversoir dans le plan de la zone testée et au-dessus du récipient de recueil. L'angle d'inclinaison est mesuré et l'érodeur est ensuite placé sur la trousse coupante puis connecté à la source d'eau.

Le sol est alors soumis à l'action des jets avec les paramètres d'essai suivants :

#### **3.3.1 Protocole classique**

- ✓ Débit d'eau constant imposé par une pompe ou par une pression d'air comprimé d'environ 600 ml/min ;
- ✓ Durée de l'essai de 12 minutes avec recueils intermédiaires des effluents chargés à 1, 2, 4, 6, 8, 10 et 12 minutes.

#### **3.3.2 Protocole modifié**

- ✓ Débit d'eau constant imposé par une pompe ou par une pression d'air comprimé d'environ 2 l/min ;
- ✓ Durée de l'essai de 5 minutes avec recueils intermédiaires des effluents chargés toutes les trente secondes.

Par ailleurs le niveau moyen du sol par rapport à la trousse coupante est mesuré (en 12 points) avant et après l'essai. Il est alors possible d'évaluer la profondeur moyenne d'érosion.

L'effluent est passé à l'étuve (Photo 3.1) pour déterminer la masse sèche de matériau érodé. Cette charge solide sert à caractériser l'érosion, la masse totale érodée étant mesurée au cours du temps. Une autre courbe caractéristique est obtenue en considérant le taux d'érosion moyen, c'est à dire en divisant la masse sèche érodée à chaque intervalle de temps par la durée de ce dernier.



*Photo 3.1 : Séchage des effluents dans l'étuve.*

## 3.4 Campagne d'essais in-situ

Deux ouvrages ont été réalisés sur le Centre d'Expérimentation et de Recherche de Rouen. Ces ouvrages consistent en deux digues sèches en matériaux limoneux dont un est construit sans traitement et l'autre en sol traité à 2,5% de chaux en utilisant une station de malaxage mobile. Concernant l'ouvrage non-traité (photo 3.2 a), les matériaux ont été compactés à leur teneur en eau à l'optimum Proctor standard ( $w=14.5\%$  ;  $\rho_d = 1820 \text{ kg/m}^3$ ), et pour l'ouvrage traité (photo 3.2 b), en état humide ( $w = 17,80 \%$  ;  $\rho_d = 1730 \text{ kg/m}^3$ ), (Haghighi, 2012).

Les essais EJM sont réalisés sur des ouvrages expérimentaux du CER de Rouen après 28 jours pour l'ouvrage non-traité et après 28 jours puis après 365 jours pour l'ouvrage traité.

Deux essais selon le protocole classique et deux essais selon le protocole modifié ont été réalisés sur chaque ouvrage 28 jours après la réalisation (protocole classique 600ml/min pendant 12 minutes et protocole modifié 2 l/min pendant 5 minutes), alors que pour les essais réalisés après 365 jours sont tous en protocole modifié.

Pour les essais à 365 jours, le premier essai était effectué sur la surface de l'ouvrage, les autres sont réalisés après enlèvement de la terre végétale (quelque centimètres en profondeur).



**Photo 3.2 :** Ouvrage expérimentaux du CER Rouen; (a) : Ouvrage non-traité ; (b) : Ouvrage traité.

#### 3.4.1 Ouvrage en sol non traité

La figure 3.4 présente la surface de sol testé avant et après l'essai sur la digue en sol non-traité, en remarque un changement important dans le volume (exceptionnellement pour le premier essai (Essai 1) qui est arrêté après une minute (détail en annexe A page 153), ce que montre la grande sensibilité de sol face à l'érosion.



**Figure 3.4 :** Surface de sol avant et après l'essai sur l'ouvrage non traité à 28 jours.

##### 3.4.1.1 Masse érodée

Les courbes des masses de sol érodé sont croissantes comme les montre la figure 3.5. Pour tout les essais réalisés, on a obtenu une grande masse de sol érodé. Ainsi

le développement des courbes des essais réalisés selon le nouveau protocole est plus important par rapport le protocole classique.

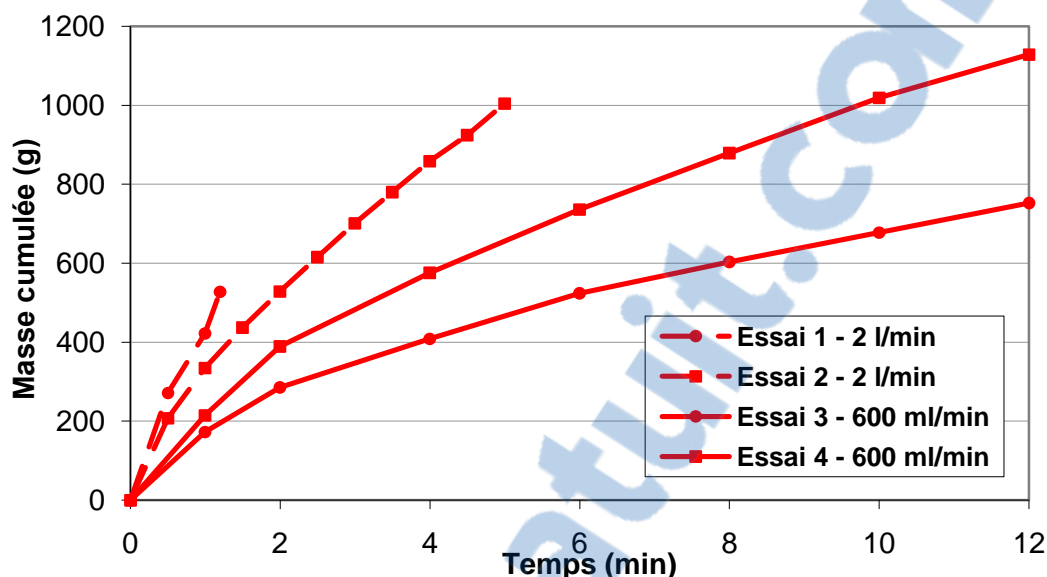


Figure 3.5 : Masse cumulée en fonction du temps pour l'ouvrage non-traité après 28 jours

### 3.4.1.2 Taux d'érosion

Le taux d'érosion désigne la masse de sol sec érodée par unité de temps entre les différents prélèvements. On trouve que l'érosion est plus importante dans les premières phases des essais puis décroissent vers la fin (figure 3.6).

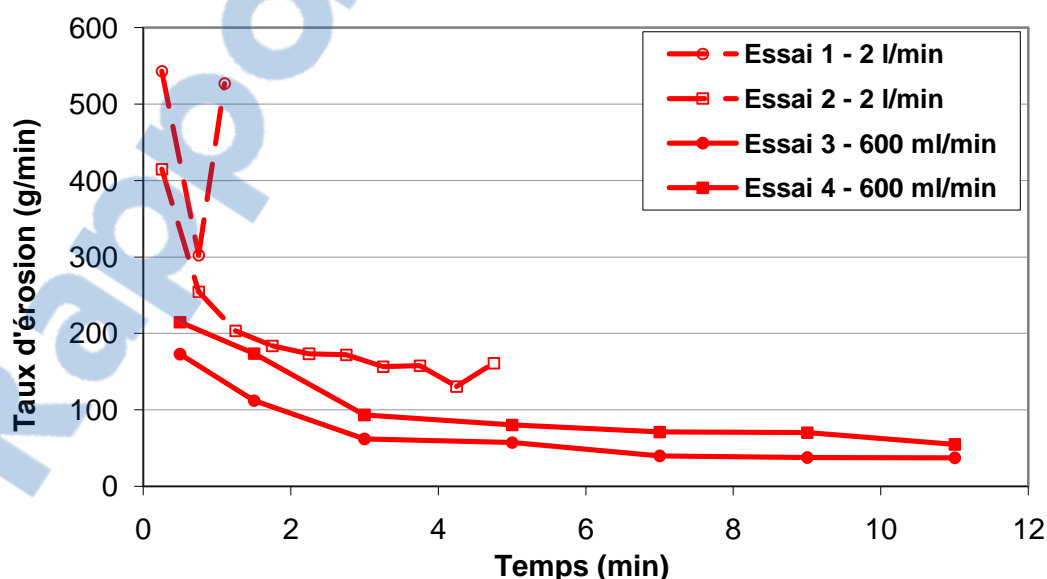
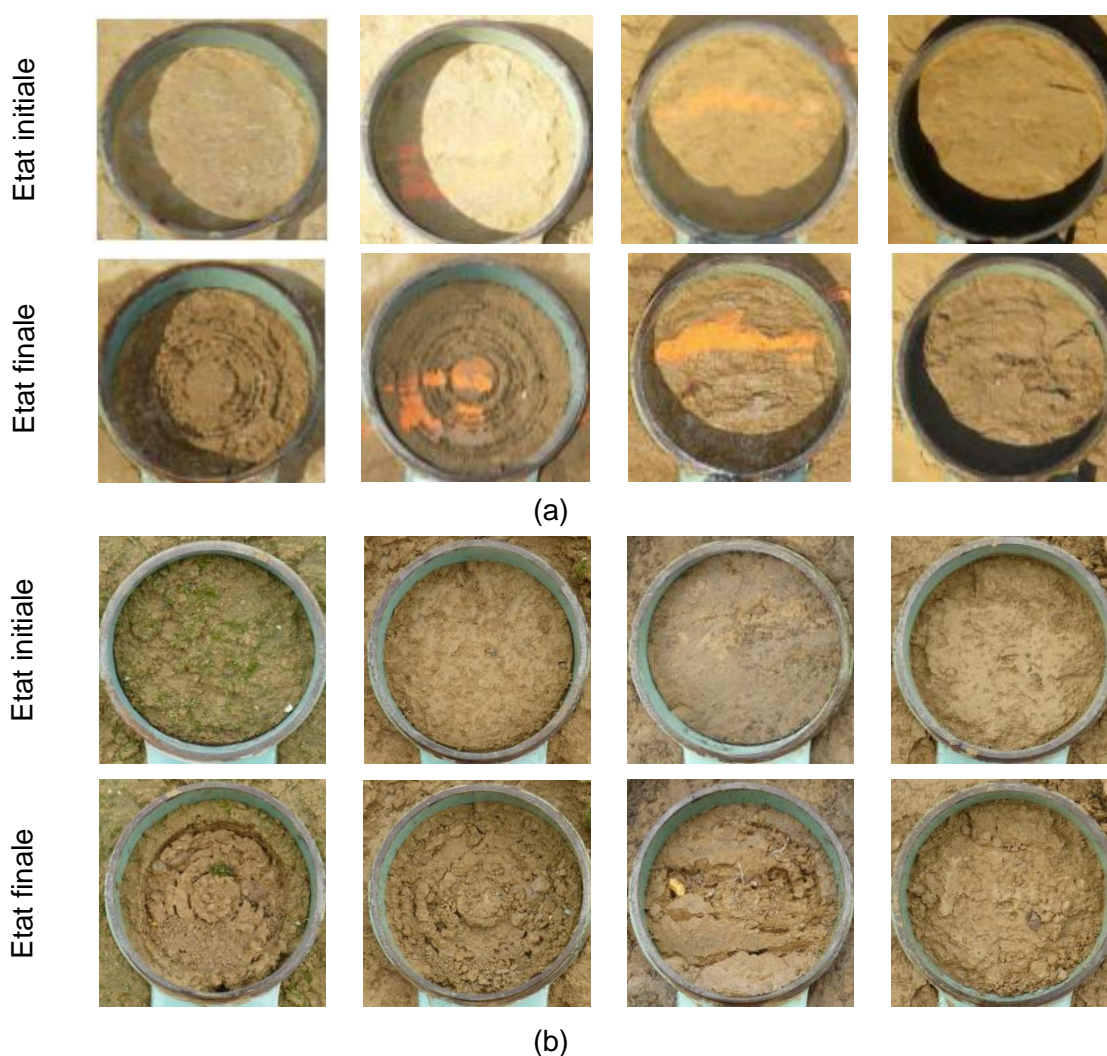


Figure 3.6 : Taux d'érosion en fonction du temps pour l'ouvrage non-traité après 28 jours.

### 3.4.2 Ouvrage en sol traité à la chaux

Dans la figure 3.7, on présente la surface de sol avant et après l'essai sur l'ouvrage traité. A 28 jours, on remarque une légère modification des surfaces à la fin des essais et pour les deux protocoles. Cela signifie que le sol présente une bonne résistance à l'érosion. A 365 jours, on remarque une modification plus importante de la surface pour le premier essai qui était réalisé sur la surface de la digue (figure 3.7 b), donc le sol est affecté par les agressions climatiques (gel, dégel, la terre végétale...) et donc perd une partie de sa résistance à l'érosion. Par contre les autres essais qui étaient réalisés après enlèvement de la terre végétale ont montré une bonne résistance à l'érosion.



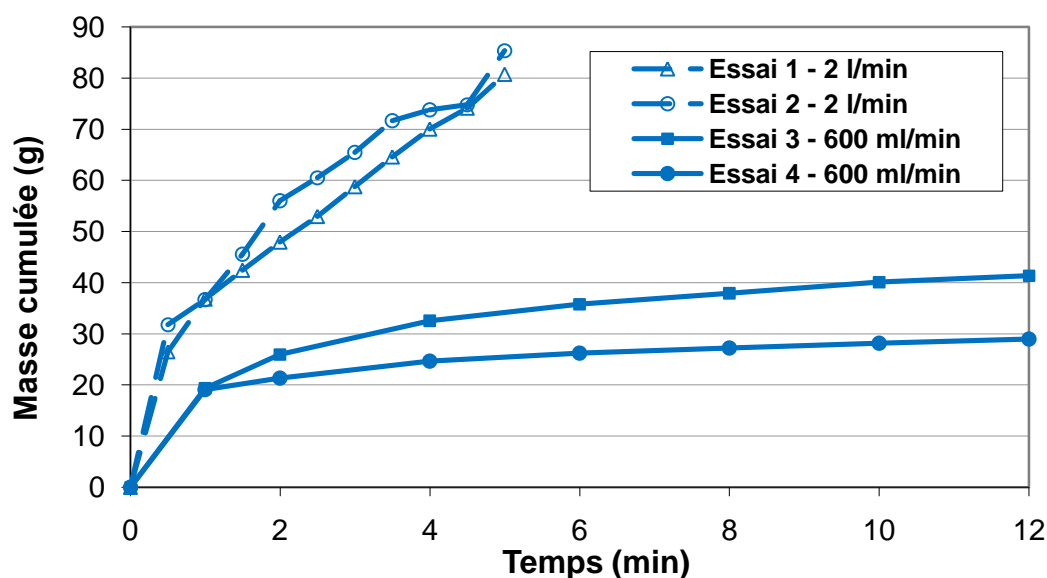
**Figure 3.7 :** Surface de sol avant et après l'essai sur l'ouvrage traité ; (a) après 28 jours ; (b) : après 365 jours.



**Photo 3.3 :** Ouvrage traité de CER Rouen après 365 jours.

### 3.4.2.1 Masse érodée

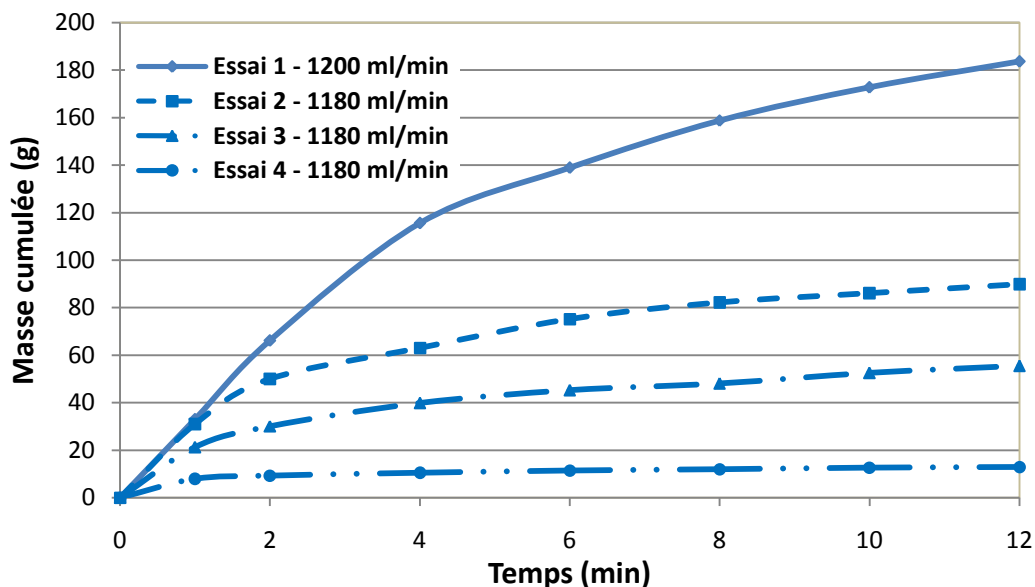
Les figures 3.8 et 3.9 présentent la masse cumulée de sol érodé et le taux d'érosion pendant les essais d'érodimètre à jet mobile après 28 jours et 365 jours respectivement. A un faible débit de jet (600 ml/min), le sol montre une très forte résistance à l'érosion, tel que après 12 minutes de la mise en contrainte, la masse totale érodée était de l'ordre de 30 à 40 g à un débit plus fort (2000 ml/min) le sol était moins résistant a l'érosion tel que la masse totale érodée était de d'ordre de 80 g au bout de 5 minute.



**Figure 3.8 :** Masse cumulée en fonction du temps pour l'ouvrage traité après 28 jours

Après 365 jour, le débit utilisé est moyenne (1200 - 1180 ml/min), les résultats obtenues sont différent entre eux. A la surface le sol était fragile face à l'érosion, la

masse de sol érobalde est de 183 g, cela est acceptable après le passage d'une année assez dure (chute de température à  $-17^{\circ}\text{C}$  en hiver). Les autres essais qui ont réalisés après enlevage de la terre végétale (photo 3.4), le sol montre une bonne résistance à l'érosion.



**Figure 3.9 :** Masse cumulée en fonction du temps pour l'ouvrage traité après 365 jours.

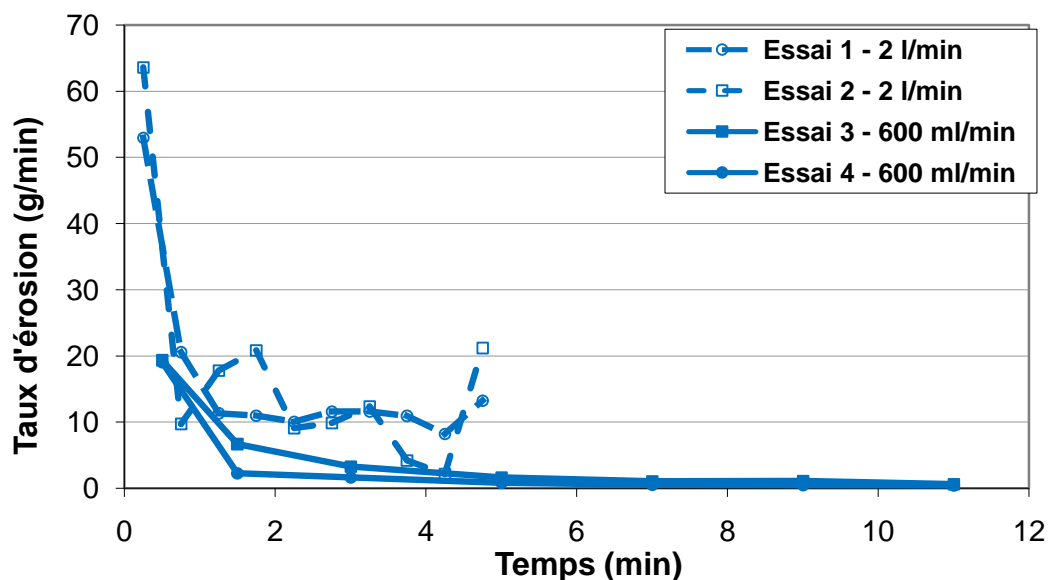


**Photo 3.4 :** Enlevage de la terre végétale dans la digue traité après 365 jours.

#### 3.4.2.2 Le taux d'érosion

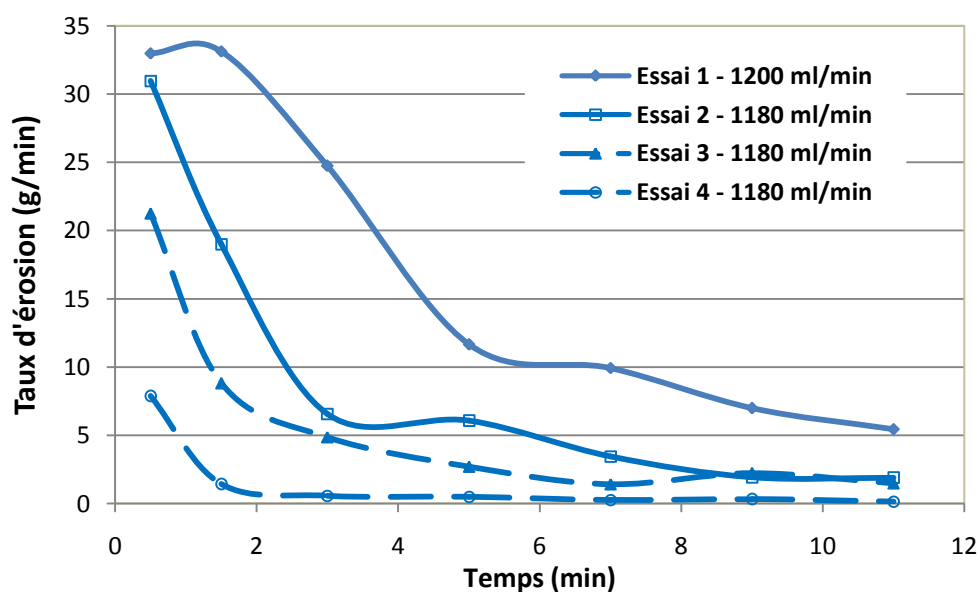
Dans les figures 3.10 et 3.11 on présent le taux d'érosion en fonction du temps pour les essais EJM après 28 jours et après 365 jours respectivement. Après 28 jours de cure et a un débit élevé (2000 ml/min) le sol montre une faible résistance au début de

l'essai ce qui donné un taux d'érosion important dans la première minute, puis diminué brutalement dans le reste de l'essai. Alors que le taux d'érosion correspond au 600 ml/l de débit était faible au début puis diminué aussi (presque nul dans les dernières minutes de l'essai).



**Figure 3.10 :** Taux d'érosion en fonction du temps pour l'ouvrage traité après 28 jours.

Après une année, on remarque que le taux d'érosion est moyen dans le début des deux premiers essais, puis diminué progressivement. Alors que dans les deux autres essais, le taux d'érosion était faible (figure 1.11).



**Figure 3.11 :** Taux d'érosion en fonction du temps pour l'ouvrage traité après 365 jours

**Tableau 3.1** : Essais EJM réalisé sur les digues expérimentales de CER Rouen.

Digue expérimentale	Essai	Débit (ml/min)	Durée d'essai (min)	Masse totale érodée (g)	Taux moyen d'érosion (g/min)
Non traité 28 jours	Essai 1	2000	1.2	528,06	440,1
	Essai 2	2000	5	1004,73	200,9
	Essai 3	600	12	752,40	62,7
	Essai 4	600	12	1129,05	94,1
Traité 28 jours	Essai 1	2000	5	80,73	16,1
	Essai 2	2000	5	85,38	17,1
	Essai 3	600	12	28,96	2,4
	Essai 4	600	12	41,35	3,4
Traité 365 jours	Essai 1	1200	12	183,61	15,3
	Essai 2	1180	12	89,84	7,5
	Essai 3	1180	12	55,49	4,6
	Essai 4	1180	12	12,96	1,1

Dans le tableau 3.1 et les figures 3.12 et 3.13 et on résume l'ensemble des résultats des essais réalisés sur les deux digues.

Le taux moyen est calculé en divisant la masse totale érodée sur la durée de chaque essai.

On remarque que le comportement de sol des digues en sol traité et non traité est très différent. Le sol traité montre une grande résistance à l'érosion, et malgré le passage d'une année assez dure en hiver, le sol a conservé sa bonne structure. Ainsi pour la digue traité, on ne trouve pas un grand changement entre les essais réalisé après 28 jours et après 365 jours, exceptionnellement pour le premier essai qui était faite sur la terre végétale.

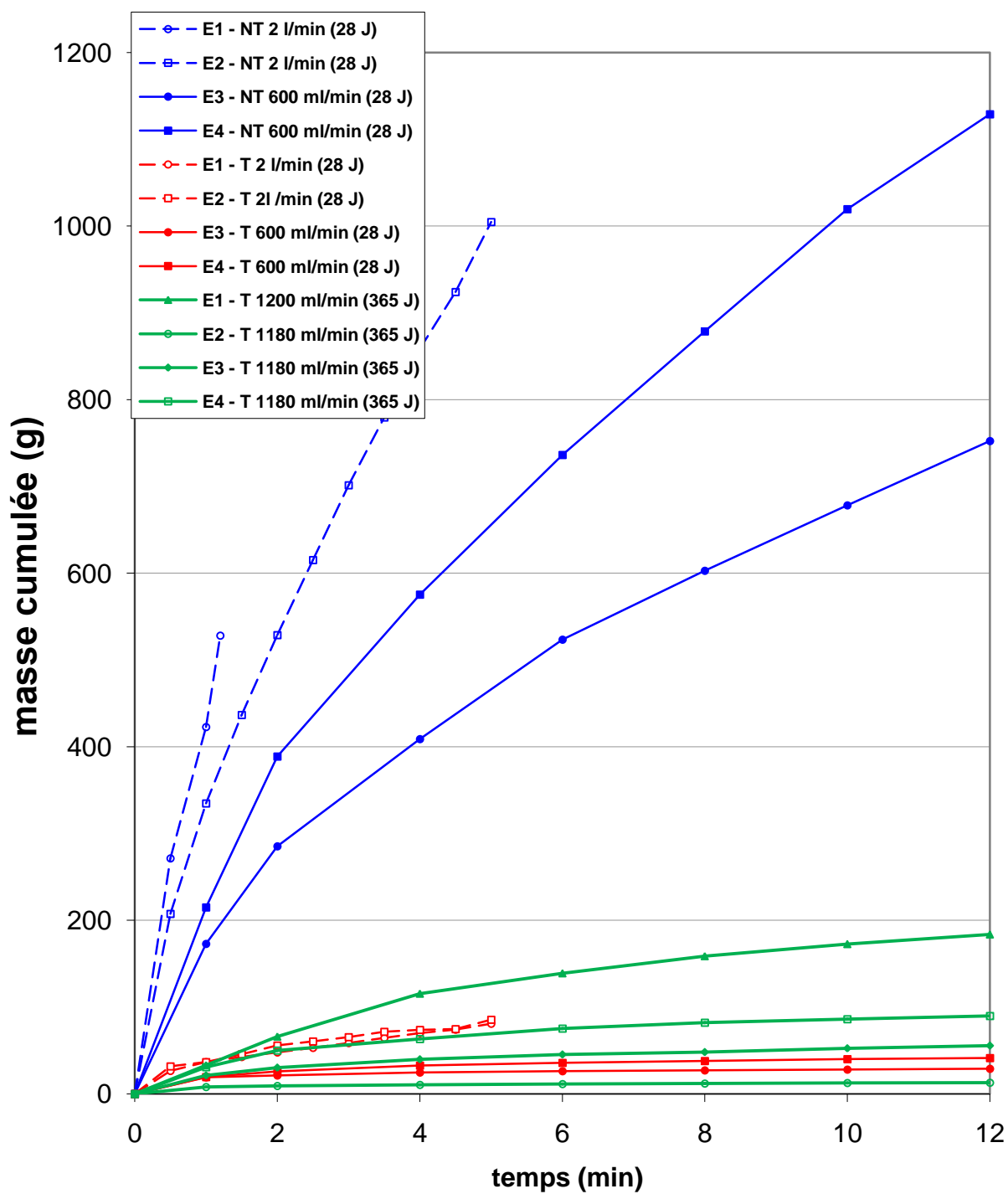


Figure 3.12 : Masse cumulée en fonction du temps des essais EJM sur les digues du CER Rouen.

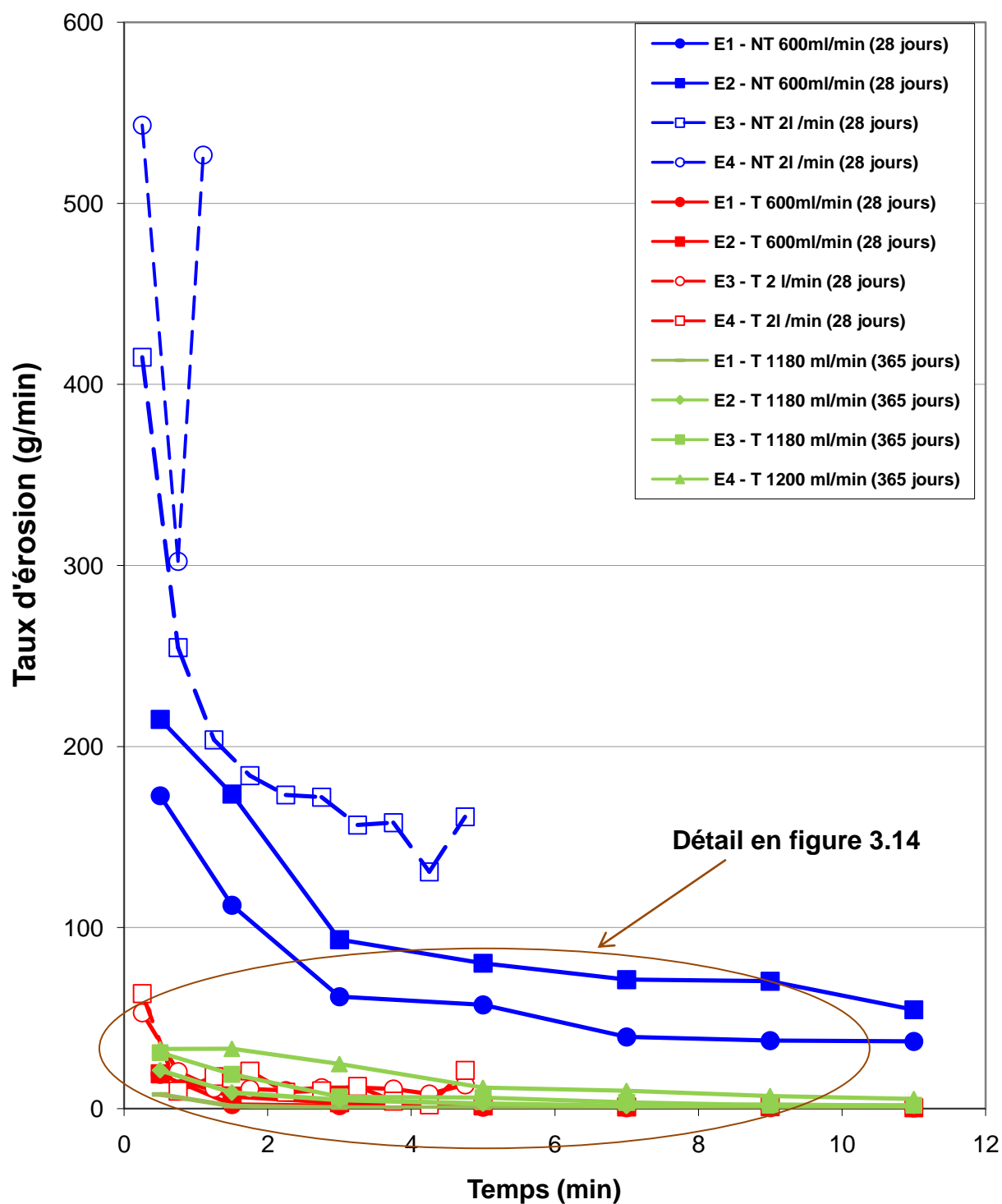


Figure 3.13 : Taux d'érosion en fonction du temps des essais EJM sur les digues du CER Rouen.

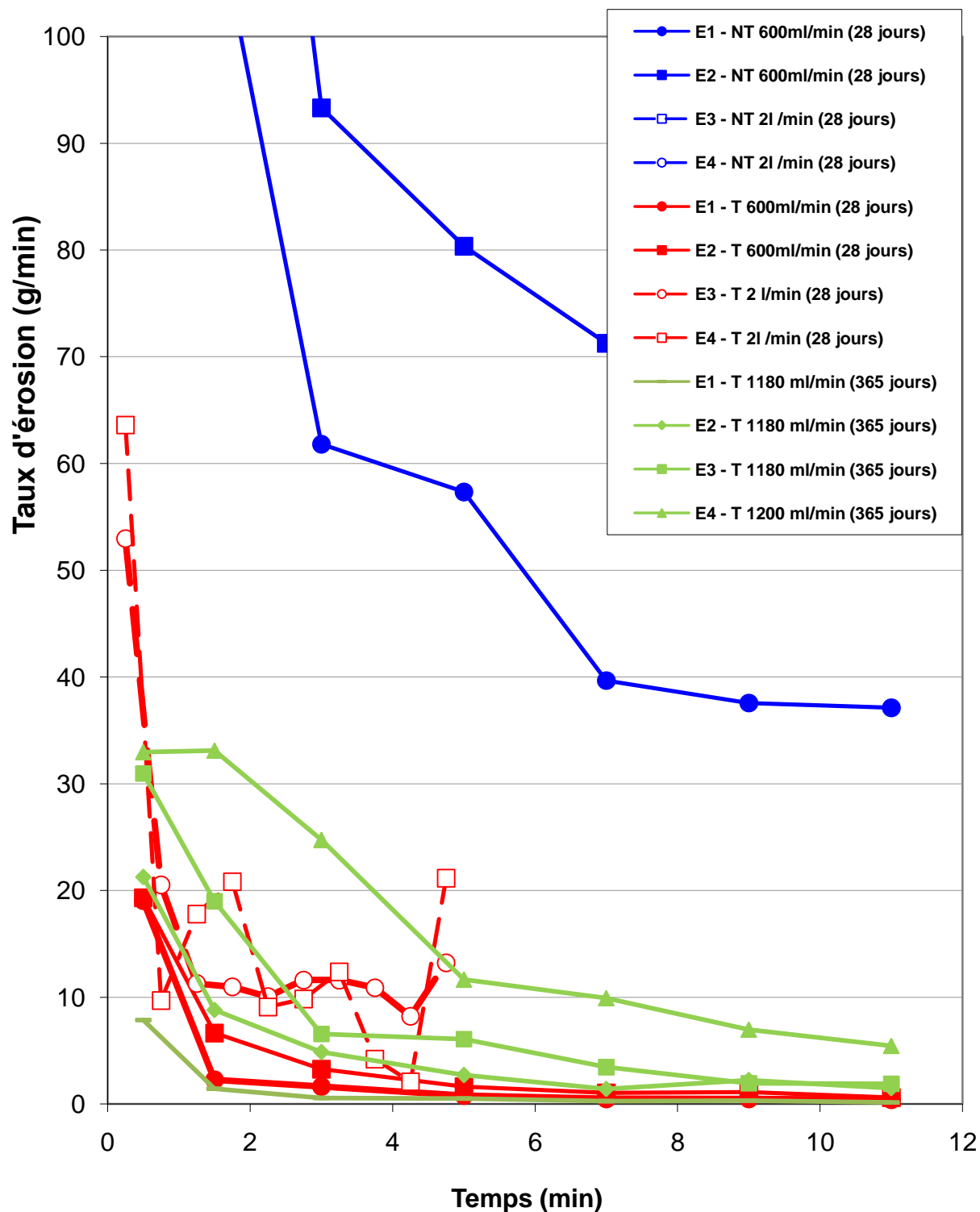


Figure 3.14 : Détail de figure 3.13 (Taux d'érosion en fonction du temps des essais EJM sur les digues du CER Rouen)

### 3.5 Conclusion

Nous nous sommes intéressés, dans ce chapitre, à la caractérisation de la sensibilité à l'érosion des sols par l'essai d'érodimètre à jets mobiles en place sur des digues expérimentales réalisé sur le CER Rouen.

Le sol naturel présente une faible résistance à l'érosion, le taux d'érosion était supérieur à 400 g/min pour les essais réalisés selon le protocole modifié, et d'une valeur supérieure à 150 g/min pour les essais réalisés selon le protocole classique. Alors que pour le sol traité montre une forte résistance à l'érosion dans tous les essais, tel que la valeur la plus grande de taux d'érosion était de 70 g/min et elle correspond à un débit de 2000 ml/min de Jet. soit une amélioration de 94.81% pour le protocole classique et de 96,30% pour le protocole modifié.

Malgré qu'on a utilisé que le protocole classique dans les essais effectués après 365 jours de cure mais avec un débit doublé (1200 ml/min) ; le sol traité a montré sa meilleure résistance face à l'érosion, tel que la valeur la plus grande de taux d'érosion était de 33 g/min.

## 4 CHAPITRE IV- ESSAI D'EROSION DE TROU SUR DES ECHANTILLONS INTACTS

### 4.1 Introduction

L'érosion interne est considérée l'une des principales causes des instabilités des ouvrages hydrauliques en terre. Ce phénomène se produit lorsqu'un chemin préférentiel d'écoulement se développe dans le remblai ou la fondation et à travers lequel l'eau s'écoule en arrachant et transportant les particules de sol à l'extérieur de l'ouvrage, conduisant ainsi à la formation et l'évolution continue d'un conduit entre l'amont et l'aval.

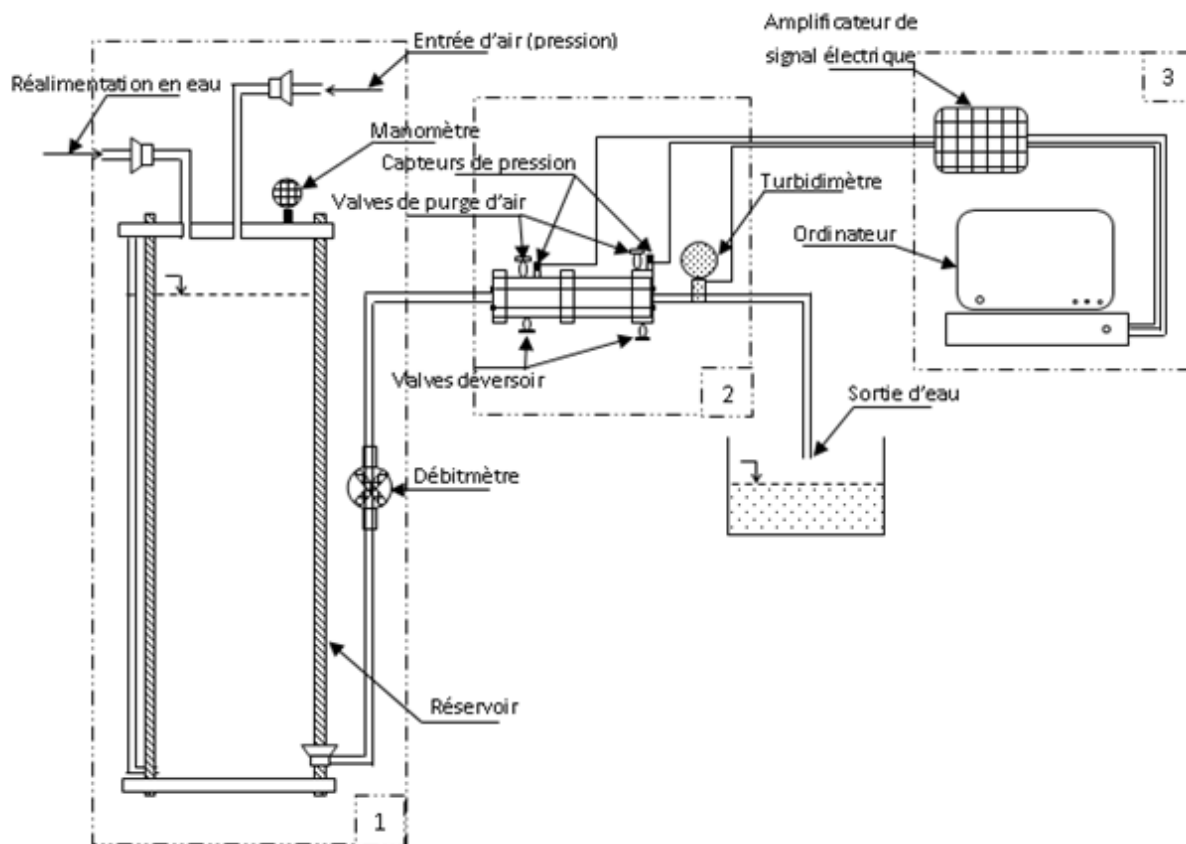
Dans ce chapitre on s'intéresse à la caractérisation de la sensibilité des sols à l'érosion par l'essai d'érosion de trou sur des échantillons intacts ou peu remaniés. Ce type d'essai représente l'érosion interne par renard. Un trou initialement formé dans un échantillon de sol est ainsi mis en charge hydrauliquement et donc érodé. L'intérêt de ces essais, relativement simples, est de pouvoir trouver des grandeurs caractéristiques de l'érosion et de trouver la relation entre la contrainte de cisaillement appliqué par l'écoulement de l'eau et le taux d'érosion de sol. En effet, trois ouvrages ont été utilisés dans cette étude, le Canal du Nord, et les deux digues expérimentales du CER Rouen (chapitre précédent).

## 4.2 Appareillage et principe des essais

### 4.2.1 Appareillage

Le dispositif d'essai d'érosion de trou comporte trois organes principaux comme le montre la figure 4.1 : (1) le réservoir d'eau, (2) la cellule d'essai et (3) le système d'enregistrement de données.

Le réservoir d'eau est un cylindre en PVC de 80 litres, il possède deux entrées : air pour la mise sous pression et eau pour une réalimentation éventuelle du réservoir en cours d'essai, et une sortie d'eau pour alimenter la cellule d'essai.



**Figure 4.1** : Schéma du dispositif de l'essai d'érosion de trou à l'IFSTTAR Paris.

La cellule d'essai (figure 4.2) comprend trois parties : La première partie est la chambre d'entrée d'eau. Composée d'une valve de purge d'air, un capteur de pression (figure 4.3 a), une valve d'évacuation d'eau. La deuxième partie contient l'échantillon de sol. C'est une éprouvette en plexiglas de 70 mm de diamètre et de 150 mm de longueur, ce moule transparent permet de vérifier qu'il n'y a pas d'érosion parasite entre le sol et le moule. La troisième partie est la chambre de sortie d'eau, elle comprend une valve de purge d'air et un capteur de pression (aval).

## Chapitre IV - Essai d'Erosion de Trou sur des Echantillons Intacts

Un turbidimètre (figure 4.3 b) est placé juste après cette partie dans le but de mesurer la turbidité du fluide en sortie de l'éprouvette.

Le dispositif de mesure et le système d'enregistrement de données : c'est un dispositif électronique de mesures pour le traitement des signaux des capteurs et leur renvoi vers l'ordinateur.



**Figure 4.2 :** Cellule d'essai.



Aval

Amont

(a)

(b)

**Figure 4.3 :** (a) : Capteurs de pression, (b) : Turbidimètre.

### 4.2.2 Echantillons d'essai

Les échantillons de sol sont non ou peu remaniés, prélevé à partir des carottes et mise en place on coupant leur interface jusqu'à obtenir un cylindre de diamètre inférieur à celle de la cellule, puis couler la paraffine liquide entre l'échantillon et la cellule pour éviter l'infiltration d'eau a travers la surface de l'échantillon et assurer que l'eau circule a travers le trou uniquement.

Le trou, au milieu de l'échantillon, est réalisé à l'aide d'une perceuse verticale avec un foret de 3 ou 5 mm de diamètre (figure 4.4).



*Figure 4.4 : Préparation de l'échantillon.*

### 4.2.3 Protocole d'essai

Le réservoir est rempli avec l'eau du robinet et l'éprouvette de sol est fixée avec l'autre partie de la cellule d'essai grâce à 8 tiges filetées. Après avoir raccorder le débitmètre et le turbidimètre avec la cellule d'essai, l'échantillon est doucement chargé en eau à l'amont et à l'aval en même temps jusqu'à sortir par les valves de purge d'air, puis fermer les valves après avoir vérifié qu'il ne reste plus d'air, ouvrir le fichier pour enregistrer les données, initier les pressions à l'amont et à l'aval, ouvrir le robinet du réservoir et monter progressivement la pression hydraulique à l'amont jusqu'à la valeur désirée.

Pendant l'essai, le trou s'agrandissant, les pertes de charge relatives dans le circuit hydraulique varient. La perte de charge relative dans l'éprouvette (par rapport au reste du circuit) diminue et donc il faut augmenter la pression dans le réservoir de sorte à maintenir une perte de charge absolue constante dans l'éprouvette.

Lorsque la perte de charge totale chute de manière trop importante, l'augmentation de pression dans le réservoir n'est plus suffisante pour maintenir une différence de

pression constante au niveau de l'échantillon. C'est typiquement le cas lorsque le diamètre du trou devient de l'ordre de grandeur du diamètre des tuyaux alimentant le circuit. L'essai est alors terminé : La pression dans le réservoir est alors doucement diminuée, le robinet du réservoir est fermé et l'enregistrement des données est arrêté.

### 4.2.4 Mesure du volume final du trou

L'échantillon de sol érodé est sorti du dispositif et de la paraffine liquide est versée dans le trou. L'échantillon est découpé pour sortir la bougie qui représente la forme du trou après l'érosion (figure 4.5). La masse de la bougie permet de calculer le diamètre moyen du trou érodé et la masse totale du sol érodé pendant l'essai.



*Figure 4.5 : Mesure du volume final du sol érodé.*

## 4.3 Modèle d'interprétation

### 4.3.1 Loi d'érosion

On désigne comme loi d'érosion la relation qui lie les deux quantités physiques : la contrainte tangentielle et le taux d'érosion.

Il est généralement constaté une loi d'érosion empirique de la forme (Pham, 2008) :

$$\dot{\epsilon} = k_{er} (\tau - \tau_{cr}) \quad (4.1)$$

Avec :

$\dot{\epsilon}$  (kg/s/m<sup>2</sup>) : Le taux d'érosion par unité de surface et de temps: Il représente la masse de sol érodé par unité de surface et de temps ;

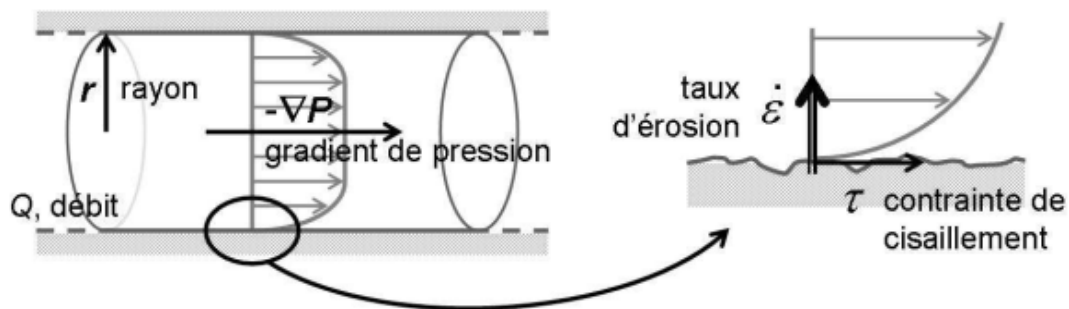
$k_{er}$  (s.m<sup>-1</sup>) : Le coefficient d'érosion du sol ;

## Chapitre IV - Essai d'Erosion de Trou sur des Echantillons Intacts

$\tau$  (Pa) : La contrainte tangentielle : Elle représente la contrainte de cisaillement appliquée sur la surface du trou par le fluide en écoulement ;

$\tau_{cr}$  (Pa) : La contrainte de cisaillement critique, qui représente le seuil à partir duquel il se produit le déclenchement de l'érosion, elle est déterminée graphiquement.

Le trou percé dans l'échantillon peut être modélisé par un cylindre creux de rayon  $R$  et de longueur  $L$ , soumis à une différence de pression  $\Delta P$  dans lequel l'eau s'écoule en exerçant une contrainte tangentielle sur les bords.



**Figure 4.6 :** Schéma de l'interface lors d'un essai d'érosion de trou : configuration de l'écoulement axisymétrique avec érosion de la paroi et transport des particules érodées (Pham, 2008).

L'écoulement dans le trou est supposé quasi stationnaire et l'écoulement à un instant  $t$  peut être supposé comme celui établi dans une conduite de rayon  $R(t)$ .

Le bilan des forces effectué sur un volume du fluide dans la direction  $Ox$  nous permet d'exprimer la contrainte de cisaillement  $\tau$  :

$$2\pi r L \tau = \pi r^2 \Delta P \quad (4.2)$$

Où :

$L$  : La longueur de l'échantillon ;

$\Delta P = P_1 - P_2$  : Le saut de pression aux bords de l'échantillon.

$2\pi r L$  : La surface mouillée où s'exerce la contrainte  $\tau$

$\pi r^2$  : La section du trou.

À partir de l'équation précédente, en déduire :

$$\tau = |\nabla P| \frac{r(t)}{2} \quad (4.3)$$

Où :

$$\nabla P = -\frac{\Delta P}{L} \quad (4.4)$$

Par définition, le taux d'érosion  $\dot{\epsilon}$  est égal à la masse de sol érodée par unité de surface et de temps. Nous pouvons donc exprimer le taux d'érosion :

$$\dot{\epsilon} = \rho_d \frac{dr(t)}{dt} \quad (4.5)$$

$\rho_d$  : la masse volumique sèche de sol.

Les paramètres tels que  $\Delta P$  et  $\rho_d$  sont connus préalablement. Le paramètre restant le plus difficile à déterminer pour calculer la contrainte de cisaillement et le taux d'érosion est donc le rayon du trou  $r(t)$  au cours de l'essai.

Le turbidimètre du dispositif HET de l'Ifsttar utilise le signal de turbidité pour estimer l'évolution temporelle du rayon de trou au cours de l'essai et ainsi l'évolution des paramètres d'érosion (contraintes de cisaillement et de taux d'érosion).

### 4.3.2 Détermination du rayon instantané du trou

Le signal de turbidité (ppm) est lié à la charge en particules de sol du fluide érodant à sa sortie de l'échantillon (Bendahmane, 2005). Elle rend ainsi compte de la transparence de l'eau qui s'écoule à l'aval de l'éprouvette au cours du temps. Intuitivement, on comprend que la turbidité va dépendre de la concentration en particules de sol dans le fluide, c'est à dire à la quantité de sol érodé.

La turbidité  $T$  sera entre autres une fonction croissante du nombre de particules à l'aval de l'éprouvette et une fonction croissante de la concentration massique de sol dans les effluents, pour un type de particule donné. On fait alors l'hypothèse que pour une texture donnée la turbidité est proportionnelle à la concentration de sol  $C_{sol}$  (unité SI :  $\text{kg/m}^3$ ) dans le fluide, Soit :

$$T = \alpha_{sol} \cdot C_{sol} \quad (4.6)$$

$\alpha_{sol}$  est un facteur de proportionnalité à déterminer pour chaque texture. Notons que cette hypothèse suppose, entre autres, que le sol soit dispersé de la même manière

## Chapitre IV - Essai d'Erosion de Trou sur des Echantillons Intacts

dans le fluide indépendant de la pression appliquée. Cela implique que nous supposons dans ce cadre que la contrainte fait varier le taux d'érosion mais pas les caractéristiques du matériau érodé.

Donc on peut relier directement la turbidité à l'aval de l'éprouvette à la masse de sol érodée.

En effet, pendant un temps  $dt$ , la quantité de sol érodé  $dm$  est définie par :

$$dm = Q.C_{sol}.dt \quad (4.7)$$

- ✓  $Q$  : le débit de l'écoulement ;
- ✓  $C_{sol}$  : la concentration du sol érodé dans l'eau ;
- ✓  $dt$  : l'intervalle de temps.

D'où :

$$dm = \frac{1}{\alpha_{sol}} Q.T.dt \quad (4.8)$$

En intégrant cette expression nous obtenons  $M_f$  la masse finale érodée en fin d'essai :

$$dm = \int_0^{t_f} \frac{1}{\alpha_{sol}} Q.T.dt \quad (4.9)$$

Or, l'enregistrement des paramètres temps, débit et turbidité est effectué chaque instant par le logiciel LabView pendant l'essai. La masse finale érodée  $M_f$  devient donc l'expression discrétisée de l'intégrale précédente :

$$M_f = \sum_{i=1}^f \frac{1}{\alpha_{sol}} Q(t_i).T(t_i).(t_i - t_{i-1}) \quad (4.10)$$

$$M_f = \frac{1}{\alpha_{sol}} \sum_{i=1}^f Q(t_i).T(t_i).(t_i - t_{i-1}) \quad (4.11)$$

### 4.3.3 Détermination expérimentale de la masse finale érodée $M_f$

La masse finale érodée peut également être déterminée à partir d'une mesure du volume du trou final moulé à la paraffine. La masse volumique de la paraffine  $\rho_{para}$  étant connue, on peut aisément connaître le volume du trou final et en déduire la masse de sol érodée  $M_f$  ainsi que le rayon moyen final du trou  $R_f$  :

$$V_{troufinal} = V_{paraffine} = \frac{M_{para}}{\rho_{para}} = \pi L R_f^2 \quad (4.12)$$

$$M_f = \rho_d (V_{troufinal} - V_{trouinitial}) \quad (4.13)$$

$$M_f = \frac{\rho_d M_{para}}{\rho_{para}} - \pi \rho_s L R_0^2 \quad (4.14)$$

$$R_f^2 = \frac{1}{\pi L} \frac{M_{para}}{\rho_{para}} \quad (4.15)$$

$R_0$  : est le rayon initial du trou.

#### 4.3.4 Calcul du rayon R(t)

La détermination de la valeur du diamètre du trou au cours du temps se faite comme suit : On à :

$$M_t = \sum_{i=1}^f \frac{1}{\alpha} Q(t_i) \cdot T(t_i) \cdot (t_i - t_{i-1}) = \frac{1}{\alpha} \sum_{i=1}^f Q(t_i) \cdot T(t_i) \cdot (t_i - t_{i-1}) \quad (4.16)$$

$M_t$  est la masse érodée à l'instant t.

Cette masse correspond à un diamètre de trou  $D_t$  supérieur à la valeur initiale du diamètre  $D_0$ .

On a ainsi la relation suivante :

$$\frac{M_t}{\rho_d} = \pi L \frac{(D_t^2 - D_0^2)}{4} \quad (4.17)$$

Soit :

$$D_t = \sqrt{D_0^2 + \frac{4}{\pi L \rho_d} \frac{1}{\alpha} \sum_{i=1}^t Q(t_i) \cdot T(t_i) \delta t} \quad (4.18)$$

#### 4.3.5 Tracé de la loi d'érosion

Nous rappelons que le but de la loi d'érosion est d'obtenir le taux d'érosion ( $\dot{\epsilon}$ ) en fonction de la contrainte de cisaillement ( $\tau$ ), et de chercher une loi simple liant ces deux paramètres à partir du graphique obtenu.

D'après les définitions précédentes de  $\dot{\epsilon}$  et  $\tau$ , nous pouvons écrire les deux paramètres en fonction du diamètre du trou pour chaque instant  $i$  :

$$\forall i \in \{1, \dots, f-1\}$$

$$\epsilon_i = \rho_d \frac{dR}{dt} = \frac{\rho_s}{2} \frac{(D_{i+1} - D_{i-1})}{t_{i+1} - t_{i-1}} = \frac{\rho_s (D_{i+1} - D_{i-1})}{4\delta t} \quad (4.19)$$

$$\tau_i = \frac{\Delta P}{2L} R_i = \frac{\Delta P}{4L} D_i \quad (4.20)$$

Ces expressions nous permettent ainsi de tracer  $\dot{\epsilon}$  en fonction de  $\tau$  à chaque instant  $i$ .

## 4.4 Résultats typiques et obtention de la loi d'érosion

### 4.4.1 Paramètres mesurés

#### 4.4.1.1 Différence de pression

Au cours de l'essai la pression hydraulique appliquée entre l'amont et l'aval pression est montée progressivement jusqu'à la valeur désirée et maintenue manuellement constante jusqu'à la fin de l'essai (descendue à zéro)

#### 4.4.1.2 Débit

Au cours du temps, le phénomène d'érosion se développe, le trou s'élargit ce qui provoque l'augmentation du débit. On constate que plus la pression appliquée est élevée, plus le débit atteint la valeur maximale rapidement, cela signifie naturellement que le sol s'érode plus vite.

#### 4.4.1.3 Turbidité

La turbidité augmente lorsque la pression appliquée augmente, elle décroît ensuite dans la phase constante de pression, puis tout dépend de la résistance de l'échantillon à l'érosion : elle diminue lorsque on n'a pas d'érosion, alors qu'elle augment avec le déclenchement de l'érosion.

#### 4.4.2 Courbe typique de la loi d'érosion

La figure 4.7 présente une courbe typique de la relation entre la contrainte de cisaillement et le taux d'érosion. Nous constatons que l'essai se déroule en trois temps :

Le premier temps (T1), représenté par des triangles (▲) pleins correspond à la montée en pression et au tout début de l'essai. Dans cette période, l'érosion tarde à se produire car la contrainte de cisaillement n'est pas encore suffisamment élevée pour déclencher l'érosion. De plus, comme la surface du trou est façonnée par le perçage, ces points ne peuvent pas être considérés comme significatifs.

Le deuxième temps (T2), représenté par des cercles creux (○), correspond à l'essai proprement dit. Contrainte de cisaillement et taux d'érosion augmentent significativement. C'est la loi d'érosion que nous cherchons à caractériser.

Le troisième temps (T3), représenté par des carrés creux (□), correspond à la fin rapide d'essai. L'hypothèse de la quasi-stationnarité du phénomène n'est certainement plus respectée. De plus le signal de turbidité met un certain temps à relaxer. Ces valeurs là non plus ne sont pas significatives.

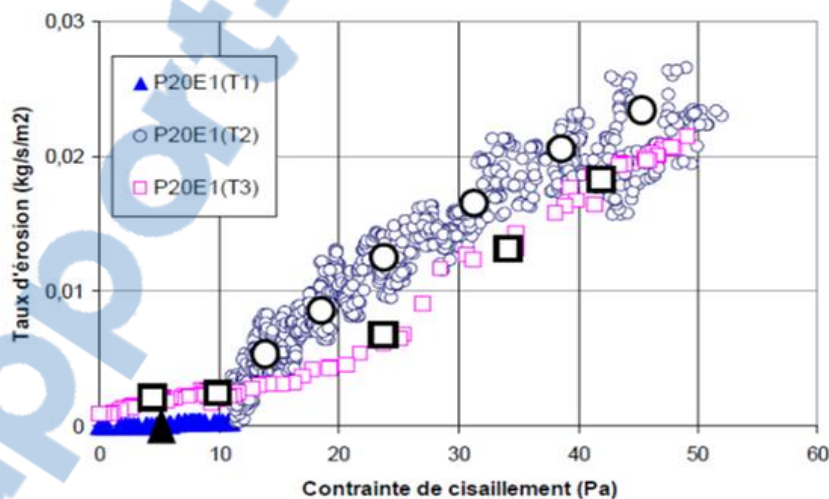


Figure 4.7 : Courbe typique de la loi d'érosion (Pham, 2008).

#### 4.4.3 Automatisation de l'exploitation des résultats

Afin de rendre plus lisible les graphiques de la loi d'érosion, il a été décidé de traiter les données brutes en les moyennant et en les lissant.

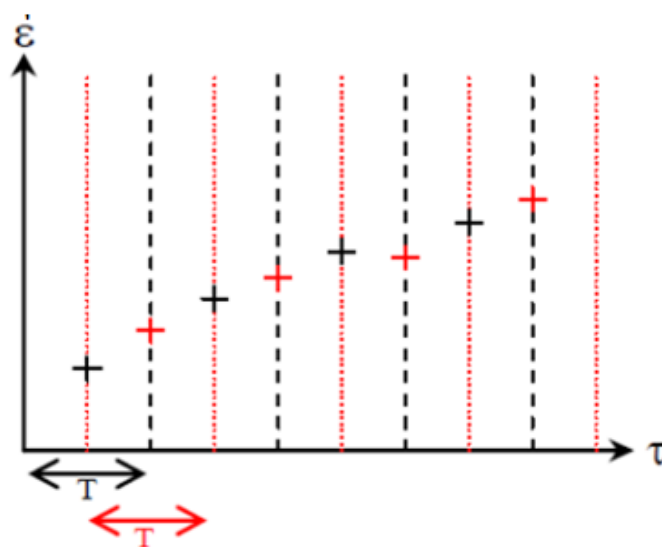
## Chapitre IV - Essai d'Erosion de Trou sur des Echantillons Intacts

L'ensemble des mesures effectuées pendant un essai HET est enregistré dans un fichier texte à l'aide du logiciel « LabView ». Le traitement des données sur Excel a alors été mis au point à l'aide de deux macros.

Ces deux macros ont pour but de tracer la loi d'érosion à partir des deux méthodes de calcul du diamètre du trou présentées précédemment.

De manière succincte, la première macro commence par lisser les données brutes. Sont ainsi lissés le débit, la pression à l'amont et à l'aval de la cellule, ainsi que la turbidité. Elle calcule ensuite le diamètre du trou à chaque instant  $t$  à partir de deux valeurs qu'elle requiert au préalable : le diamètre final déterminé par la masse de paraffine. Sont ensuite calculées les valeurs de la contrainte de cisaillement et du taux d'érosion, pour ensuite pouvoir tracer la loi recherchée selon la « méthode individuelle ».

La seconde macro s'occupe de calculer le diamètre du trou à partir de la « méthode généralisée ». Elle requiert pour cela deux valeurs au préalable : la valeur du diamètre initial ainsi que la valeur du coefficient  $\alpha$  que l'on aura déterminé pour chaque texture de sol. Sont alors recalculées les valeurs de la contrainte de cisaillement et du taux d'érosion. Enfin, chacune des deux macros permet de tracer une loi d'érosion moyenne à partir des calculs antérieurs. En effet, la trop grande quantité de points permettant de tracer la loi d'érosion rendait les graphes illisibles. L'exploitation des résultats a alors consisté à moyenner sur des intervalles de temps  $T$  les valeurs de  $\dot{\epsilon}$  et de  $\tau$ , chaque intervalle recoupant le précédent à mi-valeur, comme expliqué sur la figure 4.8

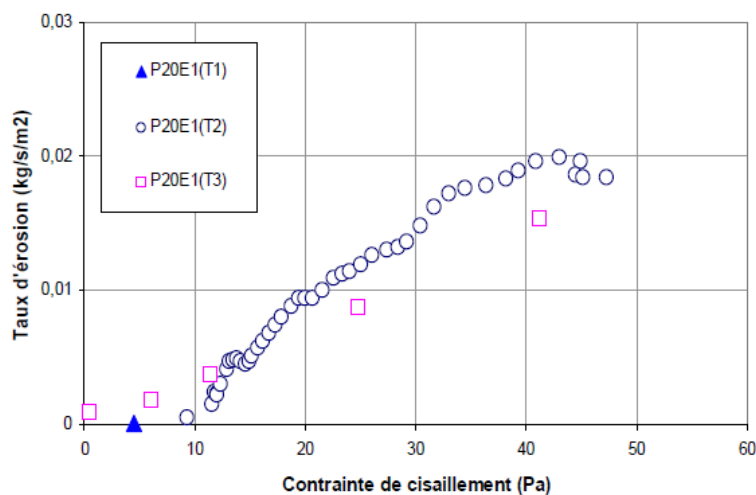


**Figure 4.8 :** Méthode de calcul des moyennes (Pham, 2008).

Les valeurs des différents intervalles utilisés pour l'exploitation des résultats sont les suivantes :

- ✓ lissage du débit : 7s ;
- ✓ lissage des pressions amont et aval : 5s ;
- ✓ lissage de la turbidité : 59s ;
- ✓ intervalle T : 40s.

Un exemple représentatif de courbe d'érosion est représenté sur la figure 4.9. Les données traitées sont celles de la figure 4.7 sur laquelle apparaît également sur la forme de gros symboles un échantillon des données traitées.



**Figure 4.9 :** Courbe typique de la loi d'érosion interne après lissage et calcul de moyennes (Pham, 2008).

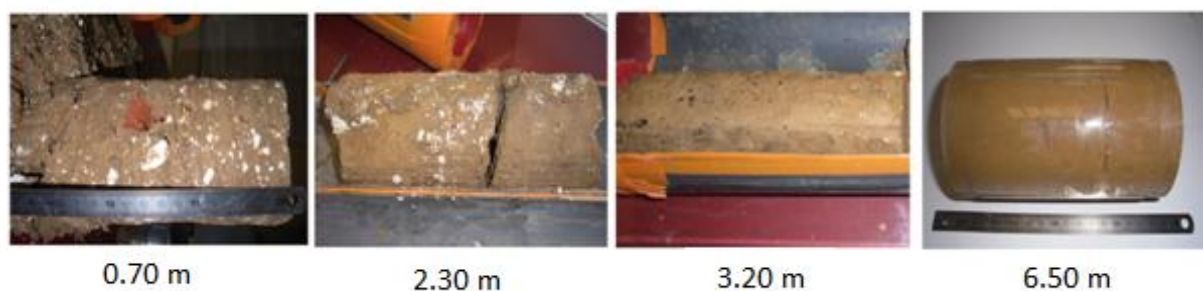
## 4.5 Application de l'essai sur des échantillons intact ou peu remaniés

### 4.5.1 Echantillons du Canal du Nord

Les échantillons de sol ont été prélevés par un sondage carotté. Pour effectuer les essais d'érosion de trou les échantillons de sol sont taillés à peu près 68 mm de diamètre et 150 mm de longueur pistonnés dans les moules et arasés des deux cotés. L'espace entre la surface extérieure de l'échantillon et le moule est remplie de paraffine liquide pour éviter l'érosion parasite.

## Chapitre IV - Essai d'Erosion de Trou sur des Echantillons Intacts

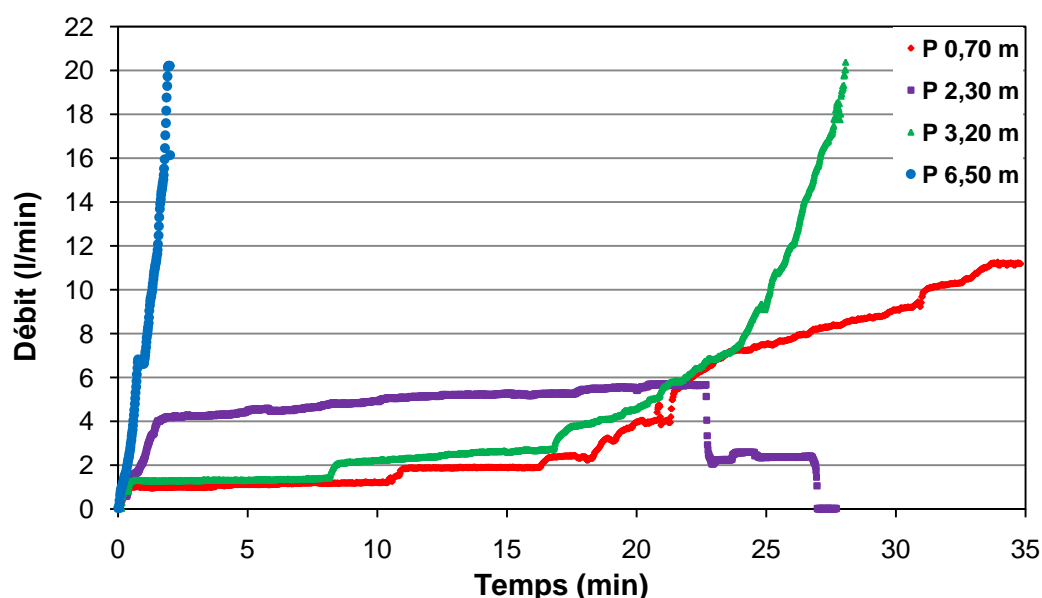
On remarque que plus que l'échantillon est plus profond il est plus homogène et plus humide.



**Figure 4.10 :** Echantillons du Canal de Nord par profondeur.

**Tableau 4.1 :** Caractéristiques des éprouvettes du canal du Nord Testés au laboratoire.

Essai	Profondeur (m)	Teneur en eau naturelle (%)	Diamètre de trou initial (mm)	$\Delta P$ appliquée (kPa)
1	0,70	16,74	3	50
2	2,30	16,78	3	50
3	3,20	17,73	3	30
4	6,50	22,38	3	10



**Figure 4.11 :** Evolution des débits au cours de temps pour les échantillons du canal de Nord.

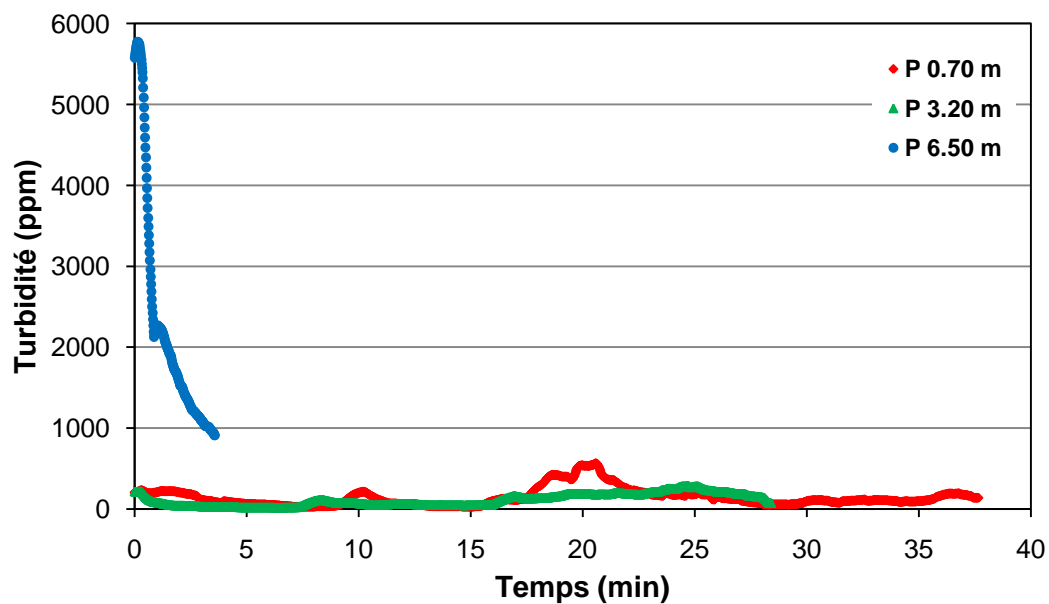
La figure 4.11 montre l'évolution du débit en fonction du temps, on remarque que malgré pour les échantillons plus profonds on a appliqué des faibles pressions, le

## Chapitre IV - Essai d'Erosion de Trou sur des Echantillons Intacts

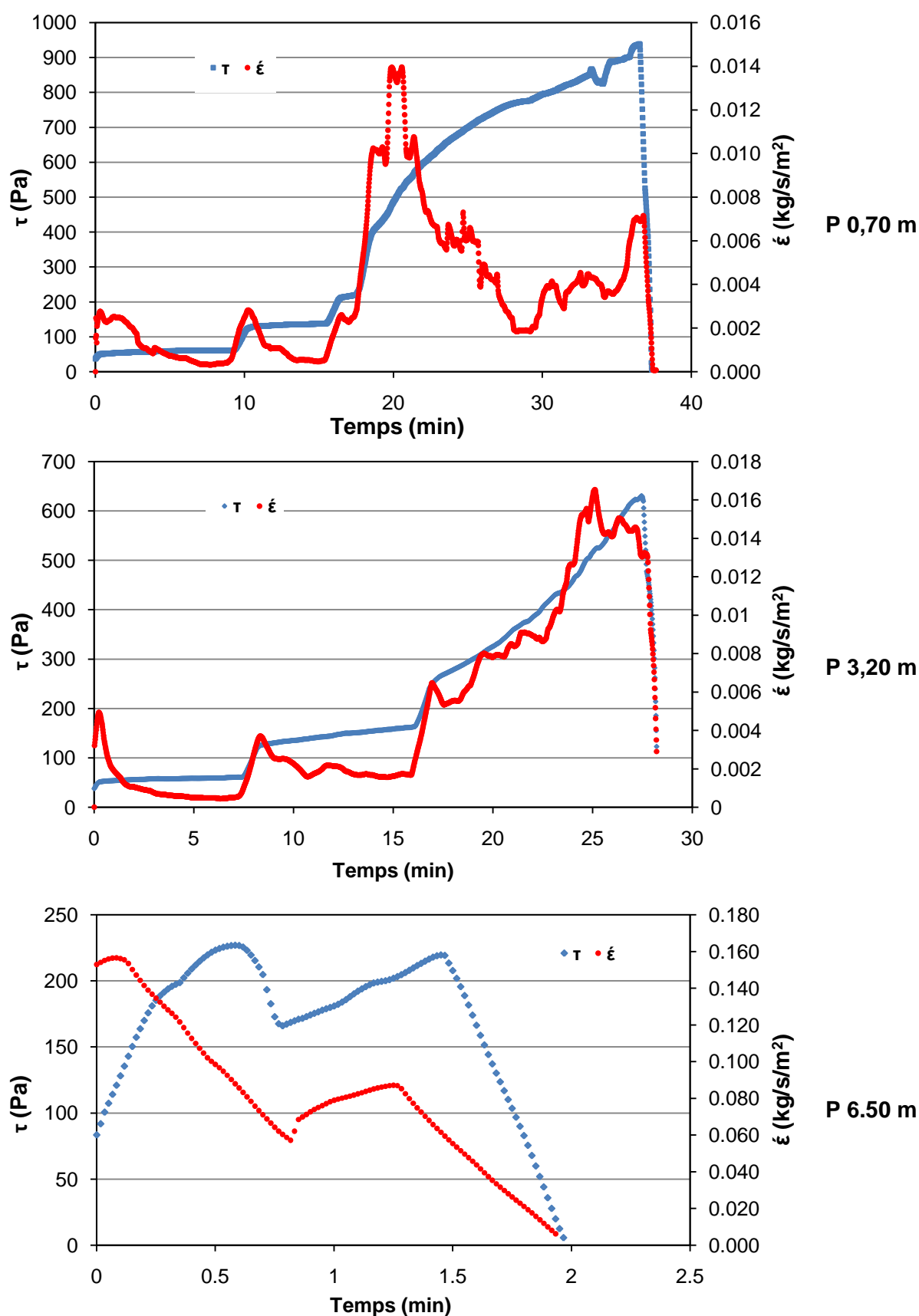
débit atteint la valeur maximale rapidement et donc l'essai été arrêté. D'où on conclue que les échantillons en profondeur sont plus fragiles à l'érosion. Pour l'éprouvette deux de profondeur 2,30 m (en rouge), on remarque une diminution brutale du débit dès la 22<sup>ème</sup> minute, cette diminution correspond à la rupture de l'éprouvette et déclenchement de l'érosion parasite (figure 4.12).



**Figure 4.12 :** Rupture de l'éprouvette de profondeur 2.30m.



**Figure 4.13 :** Evolution de la turbidité au cours de temps pour les échantillons du canal de Nord.



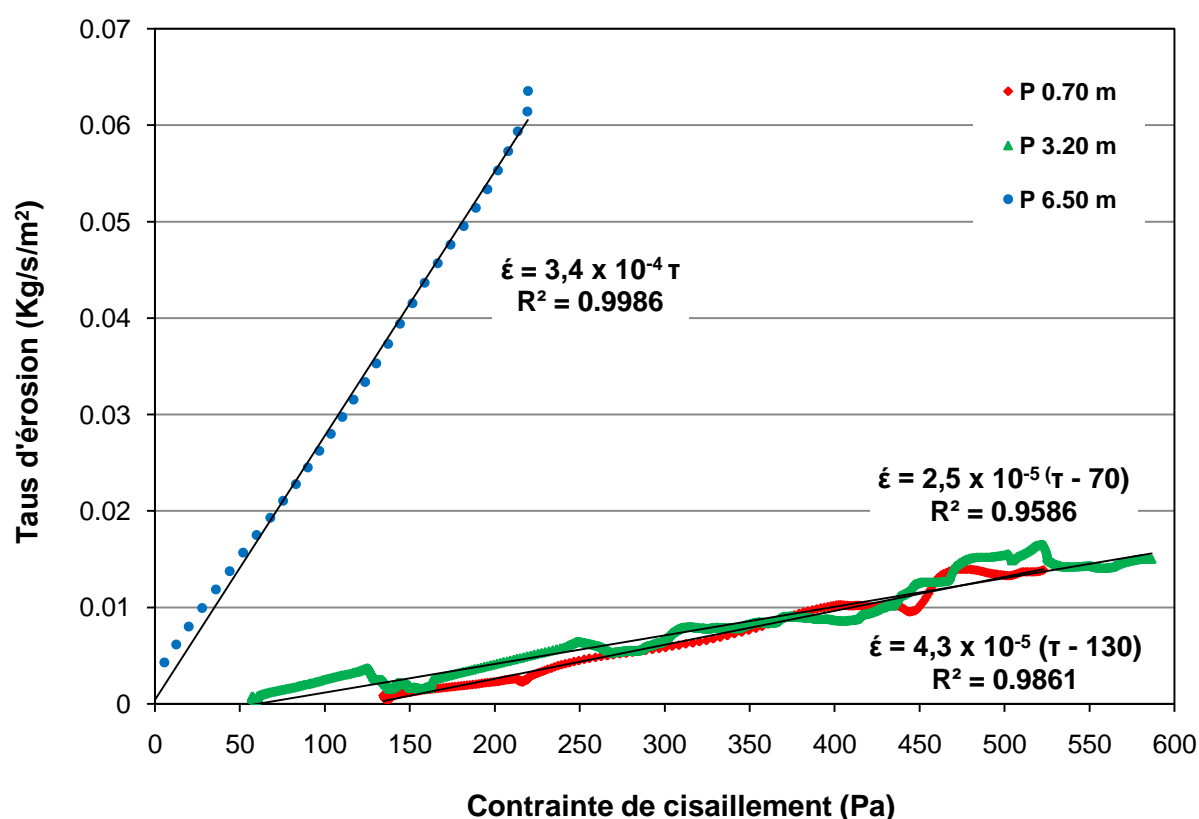
**Figure 4.14 :** Evolution de contrainte de cisaillement ( $\tau$ ) et de taux d'érosion ( $\dot{\epsilon}$ ) au cours de temps pour les échantillons du canal de Nord.

## Chapitre IV - Essai d'Erosion de Trou sur des Echantillons Intacts

Le tableau 4.2 présente les résultats finaux des essais, et la figure 4.15 présente l'évolution de taux d'érosion en fonction des contraintes de cisaillement appliqué sur le trou, ce qu'on appelle la loi d'érosion, on remarque que le diamètre final de trou est plus grand pour les éprouvettes les plus profondes, inversement au contraire de la contrainte de cisaillement qui était nulle pour l'éprouvette 6.50 m, est plus grande pour les éprouvettes moins profondes.

**Tableau 4.2** : Résultats des essais HET sur les échantillons du canal du Nord.

Essai	Profondeur (m)	Diamètre de trou final (mm)	$\tau_{cr}$ (Pa)	$k_{er}$ (s/m)
1	0,70	11,44	130	$2,5 \times 10^{-5}$
2	2,30	-	-	-
3	3,20	13,51	70	$2,5 \times 10^{-5}$
4	6,50	14,85	0	$4,3 \times 10^{-4}$



**Figure 4.15** : Lois d'érosion pour les échantillons du canal de Nord.

### **4.5.2 Echantillons du CER Rouen**

Les essais sont réalisés sur les ouvrages expérimentaux du Centre d'Expérimentation et de Recherche du Rouen après 28 jours pour l'ouvrage non-traité et après 28 jours puis après 365 jours pour l'ouvrage traité.

La méthode d'échantillonnage était d'enfoncer des trouses coupantes en PVC de 500 mm de longueur et 80 mm de diamètre extérieur juste après la réalisation de l'ouvrage pour le sol non traité, alors que pour l'ouvrage en sol traité, à cause de la rigidité du sol ce protocole n'était pas envisageable. Les échantillons ont été prélevés par des sondages carottés.

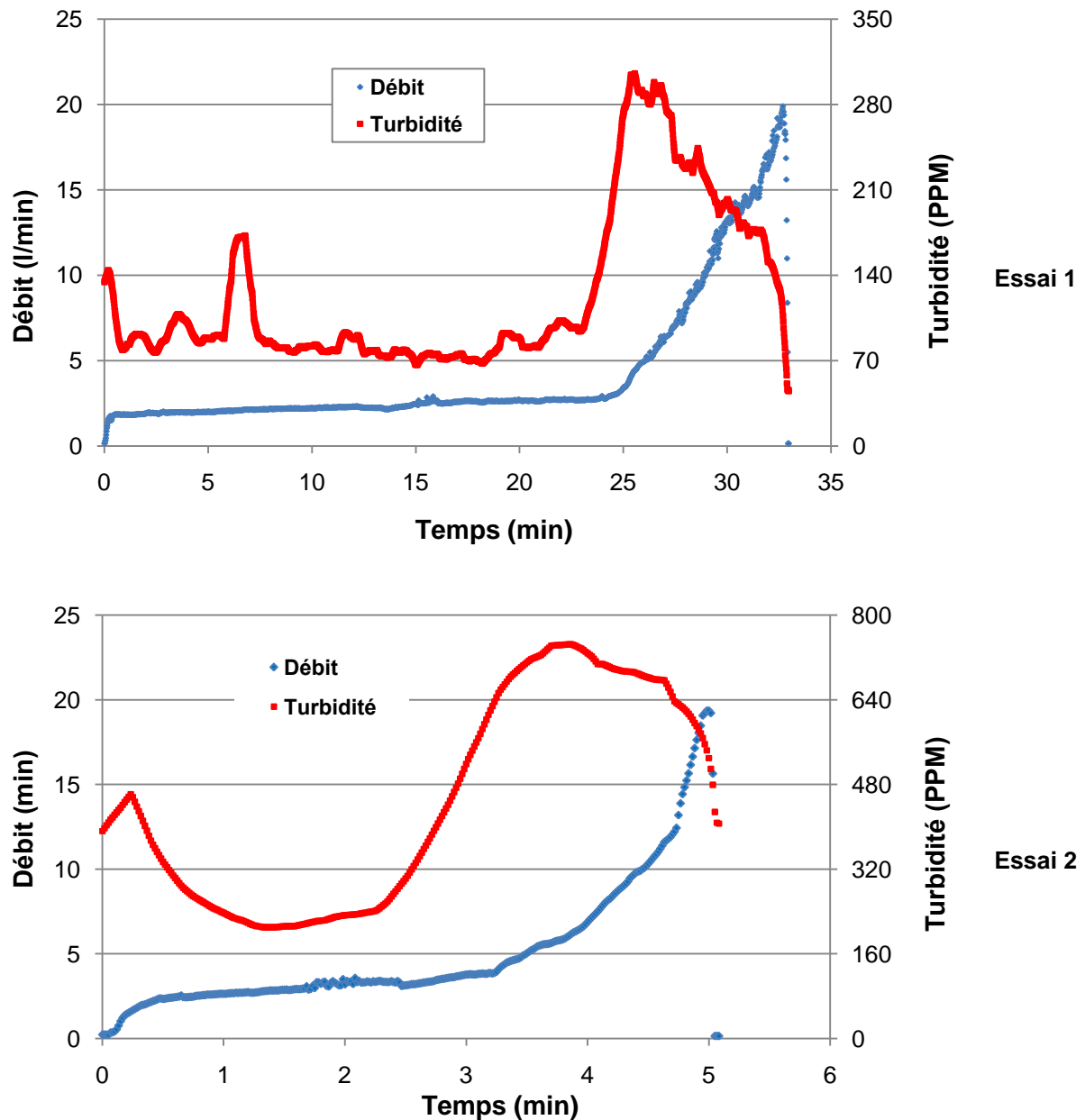
#### **4.5.2.1 Ouvrage non-traité**

Deux essais ont été réalisés sur les échantillons prélevés de l'ouvrage en sol non-traité :

**Tableau 4.3** : Caractéristiques des éprouvettes de la digue non-traitée du CER Rouen testés au laboratoire.

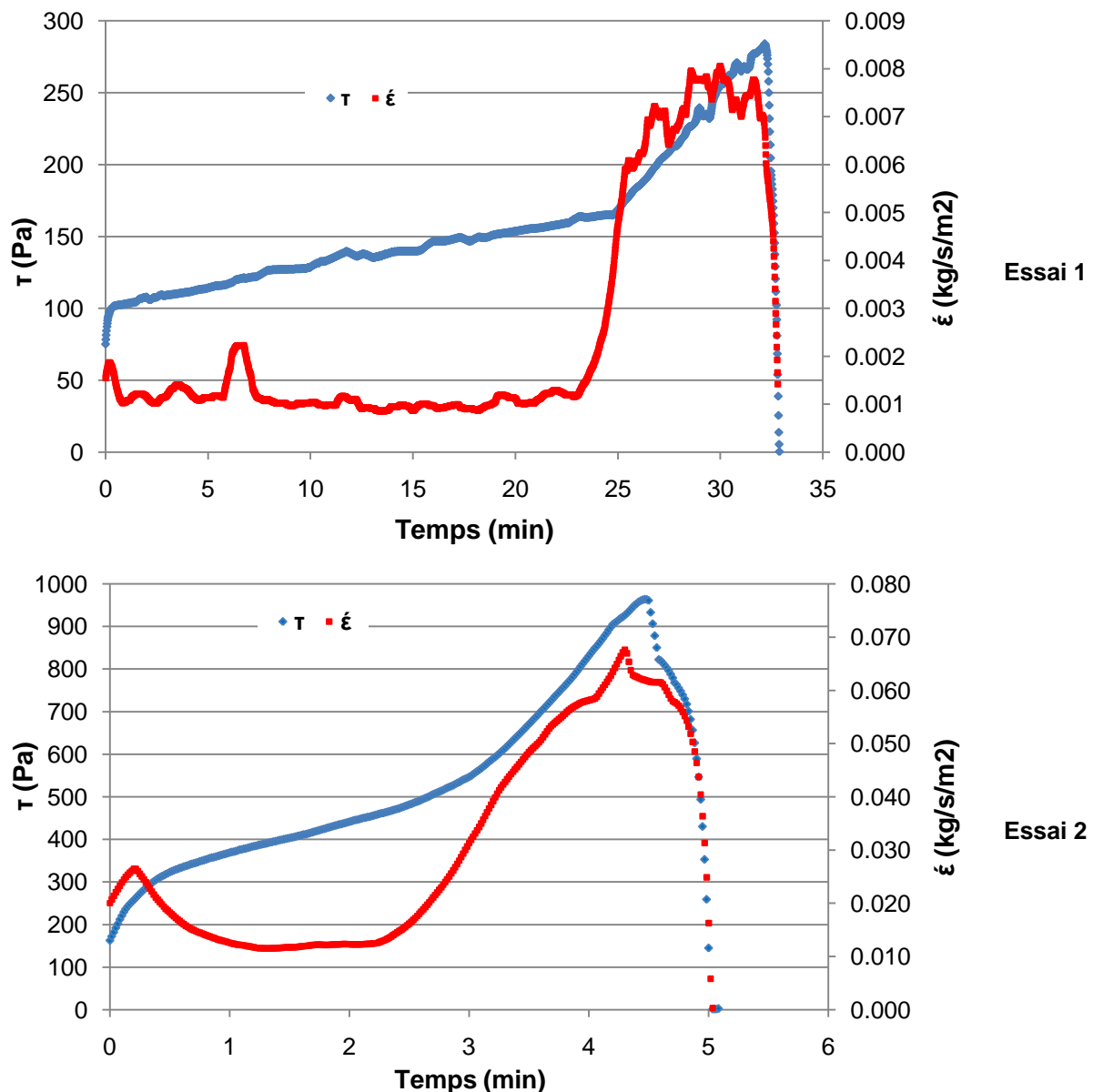
<b>Essai</b>	<b>Teneur en eau naturelle (%)</b>	<b>Diamètre de trou initial (mm)</b>	<b><math>\Delta P</math> appliquée (kPa)</b>
1	16,70	3	20
2	19,39	5	50

Concernant le premier essai qui était commencé à une différence de pression de 20 KPa, une légère augmentation a été remarquée dans la première étape de l'essai (figure 4.16, essai 1), ainsi une légère variation des valeurs de turbidité, mais dès la 25<sup>ème</sup> minute une augmentation brutale de débit et de turbidité était obtenue. La valeur du débit atteignait sa valeur maximale (20 l/min) et l'essai était arrêté. Alors que pour la deuxième éprouvette, l'essai était commencé à une différence de pression de 500 mbar, l'augmentation du débit et de la turbidité était légère au début mais l'érosion était déclenchée brutalement dès la 3<sup>ème</sup> minute et l'essai était arrêté à la 5<sup>ème</sup> minute.



**Figure 4.16 :** Evolution de débit et de turbidité au cours de temps pour le sol non-traitées échantillons de sol non-traité.

L'évolution de la contrainte de cisaillement et de taux d'érosion est toujours similaire a celle de l'évolution du débit et de la turbidité respectivement, comme le montre la figure 4.17.



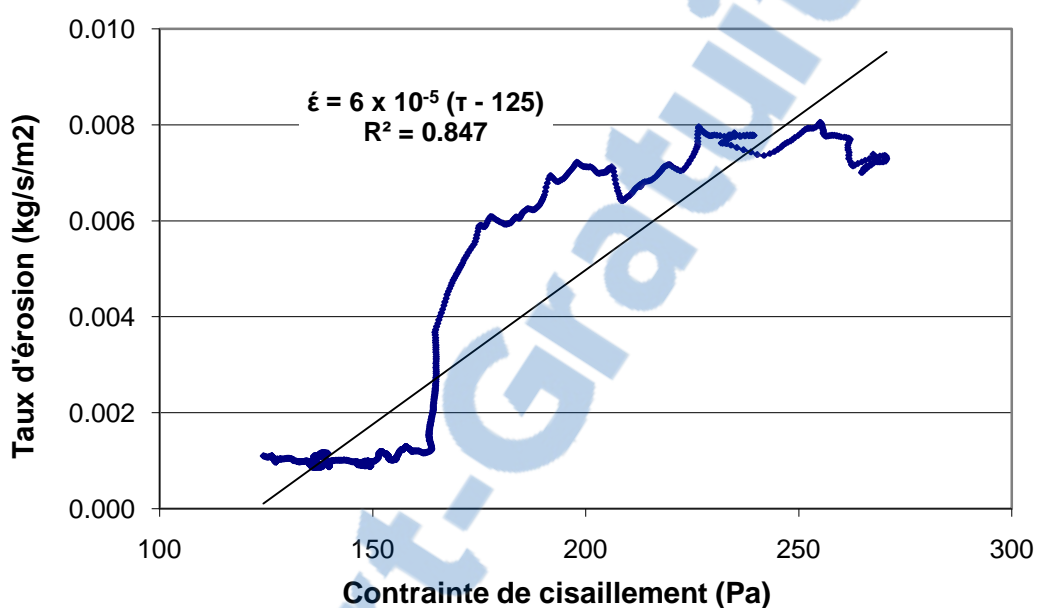
**Figure 4.17 :** Evolution de contrainte de cisaillement ( $\tau$ ) et de taux d'érosion ( $\xi$ ) au cours de temps pour les échantillons de sol non-traité.

Le tableau 4.4 présente les résultats finaux des essais, et la figure 4.18 présente les lois d'érosion des échantillons de sol non-traité du CER Rouen, on trouve un comportement différent face a les contraintes de cisaillement appliqué sur le trou entres les deux éprouvettes. Dans le premier essai, un agrandissement du diamètre de 3 mm à 8,95 mm, soit un agrandissement de 298.33 %, et une contrainte de cisaillement critique de 125 Pa, alors que pour le deuxième essai, le pourcentage d'agrandissement est de 289.2 % (de 5 mm à 14,46 mm), et la contrainte de cisaillement est de 200 Pa.

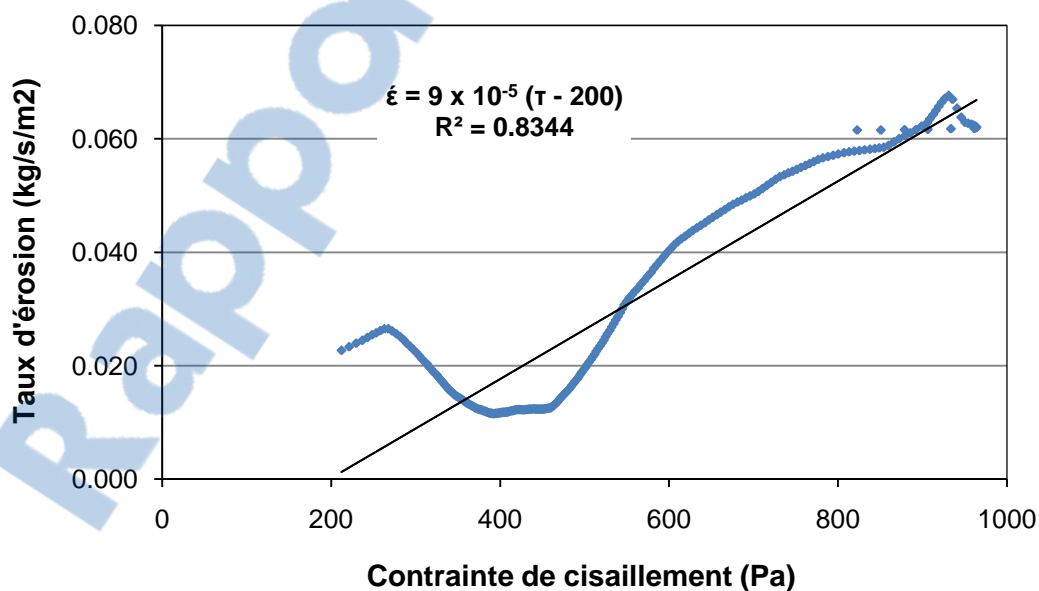
## Chapitre IV - Essai d'Erosion de Trou sur des Echantillons Intacts

**Tableau 4.4 :** Résultats des essais HET sur les échantillons de sol non-traité du CER Rouen.

Essai	Diamètre de trou final (mm)	$\tau_{cr}$ (Pa)	$k_{er}$ (s/m)
1	8,95	125	$6 \times 10^{-5}$
2	14,46	200	$9 \times 10^{-5}$



Essai 1



Essai 2

**Figure 4.18 :** Résultat des essais réalisés sur les échantillons de sol non-traité (loi d'érosion).

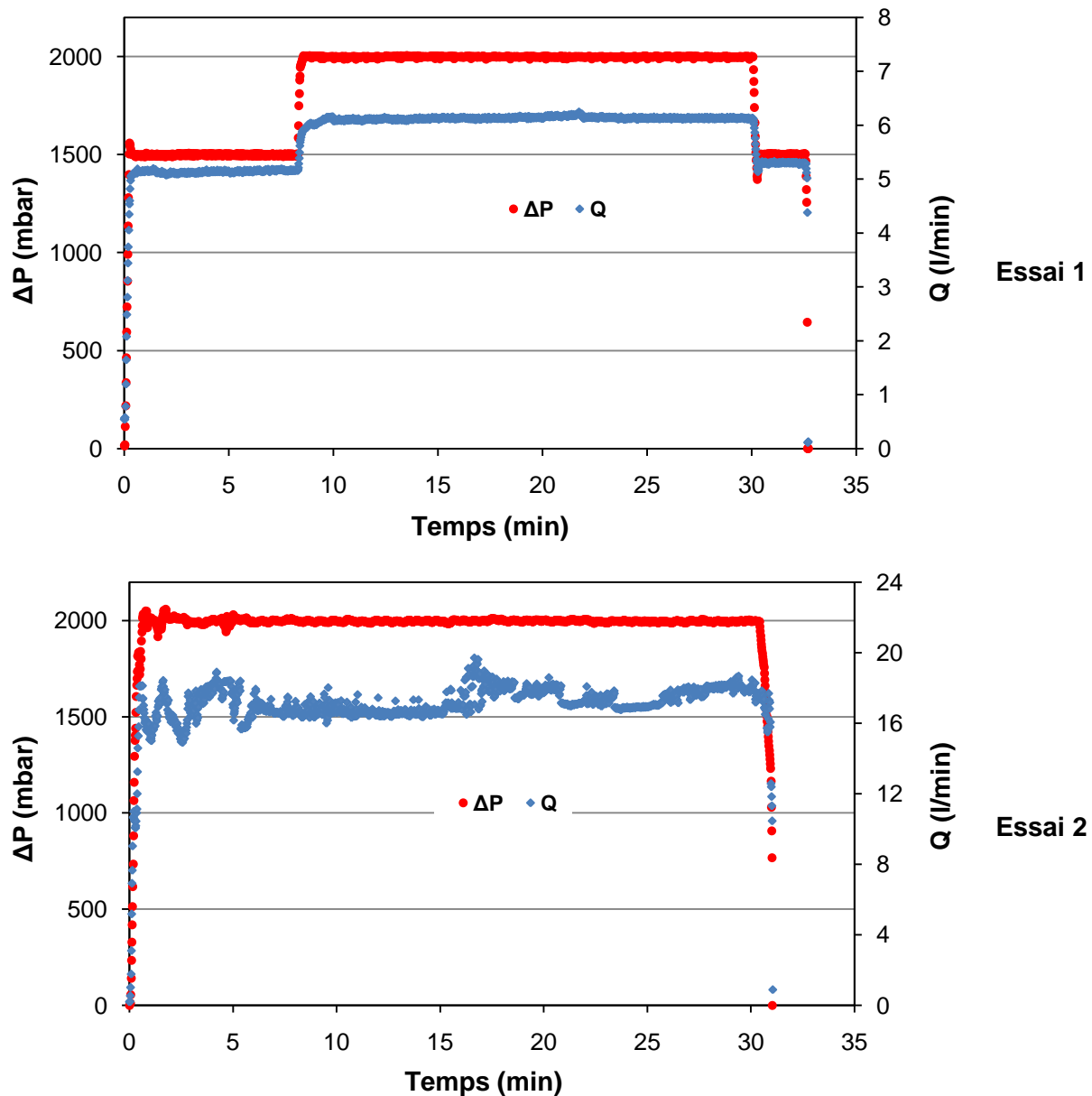
### 4.5.2.2 Ouvrage traité

Les essais réalisés sur l'ouvrage traité étaient faits en deux périodes, les premiers après 28 jours de réalisations, et les derniers après 365 jours (1 an). La plupart des éprouvettes testées montrent une bonne résistance à l'érosion, mais on trouve une résistance plus forte pour les éprouvettes testées après un an comme montre la figure 4.20 essai 4. En présente dans le tableau 4.5 les caractéristiques des échantillons testés ainsi la différence de pression appliquée aux bords des éprouvettes.

**Tableau 4.5 :** Caractéristiques des éprouvettes de la digue traité du CER Rouen testés au laboratoire.

Essai	Temps de Prélèvement (Jours)	Profondeur (cm)	Teneur en eau naturelle (%)	Diamètre de trou initial (mm)	$\Delta P$ appliquée (kPa)
1	28	120-135	20,15	3	150-200
2	28	150-165	20,17	5	200
3	365	65-80	19,32	5	100-200
4	365	135-150	18,94	5	200

Pour les éprouvettes testées à 28 jours, dans le premier essai, dont le diamètre initial est de 3 mm, l'essai était commencé à une pression de 1500 mbar (figure 4.19, essai 1), le débit correspondait était de 5 l/min et reste constant pendant 10 minutes ce qui nous conduisant à augmenter la pression à 2000 mbar, à cette pression le débit était de 6 l/min et reste constant et aucune érosion était obtenue. Alors que pour la deuxième éprouvette dont le diamètre initial est de 5 mm, l'essai était commencé à une pression de 2000 mbar (figure 4.19, essai 2), on trouve un léger changement de débit d'écoulement (débit varie entre 16 et 19 l/min) ; mais en gros, aucun déclenchement d'érosion.

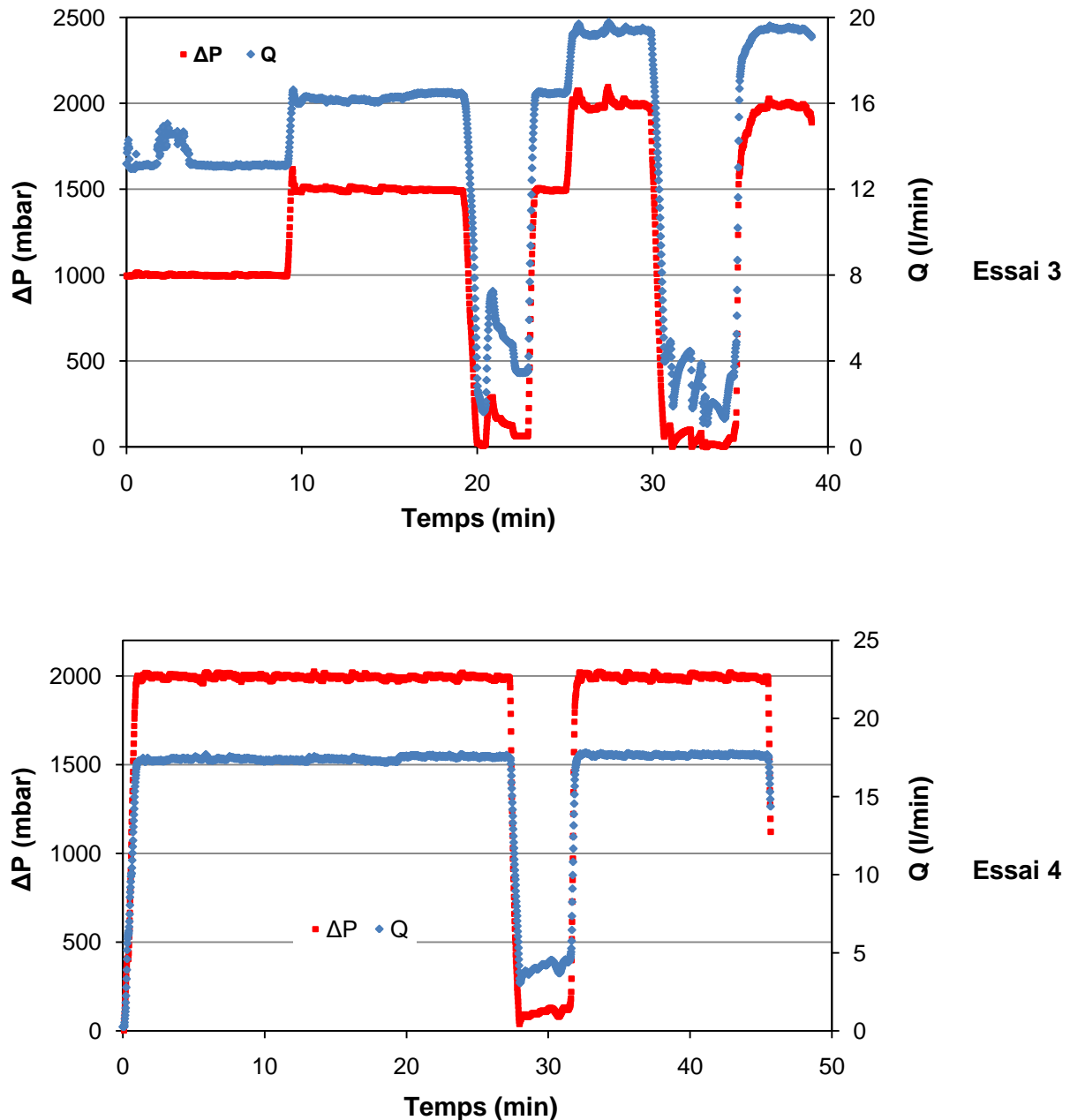


**Figure 4.19 :** Evolution de la différence de pression et de débit au cours de temps pour les échantillons de sol traité testés après 28 jours.

Pour les éprouvettes testées après 365 jours, les essais ont été réalisés à un diamètre initial de 5 mm. Dans le premier essai (figure 4.20, essai 3), on a commencé à une pression moyenne (1000 mbar), on remarque une augmentation brute de débit mais pour quelque instant uniquement, puis il diminue et reste constant (13 l/min) pendant 10 minute ce que nous conduisant à augmenter la pression à 1500 mbar, à cette pression le débit attend la valeur de 16 l/min mais il a resté constant pendant presque 12 minute, ce qui nous conduisant a augmenté la pression une autre fois à sa valeur maximale (2000 mbar), ce qui résulte l'augmentation de débit a 19 l/min, puis rester constant pendant plus de 10 minutes, d'où il n'y a pas d'érosion pour cette éprouvette. Alors que pour la deuxième

## Chapitre IV - Essai d'Erosion de Trou sur des Echantillons Intacts

éprouvette (figure 4.20, essai 4), on a commencé l'essai directement à la pression maximale (2000 mbar), ce qui correspond à un débit de 17 l/min, une légère augmentation de débit était remarquable pendant toute la durée de l'essai, mais aucune érosion n'était obtenue.



**Figure 4.20 :** Evolution de la différence de pression et de débit au cours de temps pour les échantillons de sol traité testés après 365 jours.

### 4.6 Conclusion

L'essai d'érosion de trou est un essai de laboratoire reconnu pour l'évaluation de l'érodabilité des sols qui pourraient être sensibles à l'érosion interne, et qui est basé sur la mesure de la turbidité de l'écoulement qui traverse le trou pour quantifier le taux d'érosion, dont le but principal est de tracer une loi d'érosion en fonction de la contrainte de cisaillement.

Les essais effectués sur les échantillons du Canal du Nord montrent deux comportements différents entre le sol prélevé dans la partie haut (non saturée) et celui prélevé dans la partie bas (saturée) de la digue avec une sensibilité à l'érosion beaucoup plus importante dans la partie bas. Tel qu'on a trouvé une contrainte critique d'érosion égale à 130 Pa pour l'échantillon prélevé de la partie supérieure (0,70 m), alors que pour la partie inférieure (6,5 m de profondeur) la contrainte seuil était nulle.

L'étude de la sensibilité à l'érosion des deux ouvrages expérimentaux a été menée afin de caractériser et de comparer le comportement d'un ouvrage en terre naturelle et d'un ouvrage en sol traité à la chaux.

Le sol naturel présente une contrainte seuil de 125 Pa dans le premier essai et de 200 Pa dans le deuxième essai, ce qui montre la fragilité de sol face à l'érosion. Par contre dans l'ouvrage traité, aucun déclenchement d'érosion n'était enregistré.

## **5 CHAPITRE V - STABILISATION DES ARGILES DISPERSIVES PAR L'AJOUT DE LAIT DE CHAUX**

### **5.1 Introduction**

L'érosion interne, la faible résistance au cisaillement et le gonflement des sols peut causer des dommages aux structures de génie civil (Al-Rawas and Goosem, 2006). Afin de surmonter ces difficultés et à prévenir les dommages structurels, les ingénieurs ont développé plusieurs techniques. Soit on évitant les problèmes potentiels du sol en sélectionnant un autre site ou en enlevant le sol indésirable et de le remplacer par le sol souhaitable. On autre des études de conception ont été adoptées pour l'amélioration des sols. La stabilisation des sols est parmi les méthodes la plus récente dans cette approche. Il y a un certain nombre d'additifs qui peuvent être utilisés pour la modification du sol. Le traitement des argiles par la chaux, le ciment et les cendres volantes a été utilisé à long terme pour améliorer les caractéristiques physico-chimiques et mécaniques des sols en géotechnique.

Les liants hydrauliques sont considérés comme des correcteurs granulométriques améliorant les caractéristiques du sol lors du compactage et créer des liens et améliorer les liaisons existantes entre particules.

## **5.2 Utilisation des sols dispersifs dans les barrages en remblais**

### **5.2.1 Problèmes avec les sols dispersifs**

Les sols dispersifs sont les facteurs majeurs des ruptures des barrages en remblais, particulièrement dans les petits barrages construits sans filtres.

Les principaux facteurs contribuant à la rupture des ouvrages sont (Fell and al., 1992) :

- ✓ La présence de sols dispersifs dans le remblai ou dans la fondation ;
- ✓ Mauvais compactage du sol ;
- ✓ Mauvais compactage des sols autour des conduites qui traversent la digue ;
- ✓ Remplissage rapide de barrage.

### **5.2.2 Construction avec les sols dispersifs**

Les barrages peuvent être construits avec l'argile dispersive si certaines précautions sont prises. Les principales précautions qui devraient être adoptées et qui sont basées sur le Comité international des grande barrages (CIGB) et l'expérience des auteurs sont (Fell and al., 1992):

- ✓ Une bonne conception et construction des filtres : Sherard et al., (1984) ont montré de façon concluante que l'érosion des sols dispersifs peut être contrôlée par des filtres bien conçus :
  - Dans le remblai : contrôler l'érosion de la zone construite en terre ;
  - Dans la fondation : soit un drain horizontal, soit une couche de filtre entre la fondation et les enrochements ;
  - Autour des sorties des conduits.
- ✓ Un bon compactage du sol : Les sols dispersifs, particulièrement utilisés autour des conduites, ou au contact entre le remblai et les structures en béton, ou en l'absence des filtres, doivent être bien compactés ou ils sont fortement menacés d'une rupture par renard.
- ✓ Un meilleur control aux conduites à travers le corps du barrage.

## 5.3 Stabilisation des sols par l'utilisation des agents chimiques

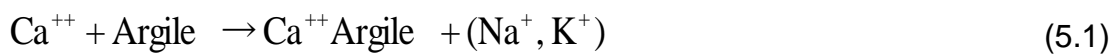
### 5.3.1 Chaux

L'ajout de chaux provoque la floculation des argiles rapidement. Cette action entraîne l'augmentation de la limite de plasticité qui se traduit par l'amélioration de la consistance. Le décalage de l'indice de plasticité est lié à la quantité de chaux utilisée. Le réarrangement des particules et la consommation de l'eau interstitielle favorisent la contraction des agrégats de sol qui se traduit par la disparition des pores dont le diamètre est compris entre 10 et 100µm. D'autre part l'ajout de chaux abaisse la valeur de la densité maximale atteinte et décale la position de l'optimum vers des teneurs en eau plus importantes (Cabane, 2004).

La stabilisation des sols à la chaux est obtenue par l'échange cationique, la floculation et l'agglomération, la carbonations et les réactions pouzzolaniques. L'échange cationique, la floculation et l'agglomération se déroule rapidement et apporter des changements immédiats dans les propriétés du sol telles que la résistance, la plasticité et la maniabilité. Les réactions pouzzolaniques impliquent des interactions entre la silice du sol et/ou de l'alumine et de chaux pour former différents types de produits au ciment on renforçant ainsi la résistance (Bell, 1996).

Selon Umesha et al., (2009), l'interaction chimique joue un rôle important dans la stabilisation des sols à la chaux. Les quatre suivantes réactions de base se déroulent lorsque la chaux est ajoutée au sol :

(1) L'échange cationique



(2) Flocculation

(3) Carbonation



(4) Réactions pouzzolaniques



Lorsque la chaux est ajoutée à un sol argileux, l'échange de cations commence à prendre place entre les ions métalliques associés à la surface des particules d'argile et qui sont entourés par une double couche diffuse hydratée, qui est modifiée par l'échange d'ions de calcium, en raison de laquelle il y a modification de la densité de la charge électrique autour des particules d'argile, qui conduit à la floculation des particules. Ce processus est principalement responsable de la modification des propriétés mécaniques des sols argileux traités à la chaux (Bell, 1996).

Les réactions de carbonatations sont généralement indésirables parce qu'elles donnent des faibles agents de cimentation. La réaction pouzzolanique est dépendante du temps et il est principalement responsable de l'amélioration des propriétés du sol. Les longs termes modifications physico-chimiques sont dus à des réactions pouzzolaniques. Les réactions pouzzolaniques sont facilitées par la création de la chaux chimie des sols fortement alcaline des pores. Ce qui favorise la dissolution de silicium et d'aluminium de l'argile. Les composants dissous réagissent avec les ions de calcium présents dans l'eau formant le silicate de calcium hydraté (CSH) et l'aluminate de calcium hydraté (CAH). Ces composés cristallisent avec le temps entraînant des changements dans la plasticité d'argile, augmentant la résistance au cisaillement et réduisant leur perméabilité (Umesha and al., 2009).

### **5.3.2 Ciment**

Le ciment portland comporte des silicates, aluminium et sulfates de calcium. Lors de l'hydratation, le ciment forme de la chaleur éteinte appelée portlandite. Les réactions entre le sol, le ciment et l'eau commencent par un échange de cations puis la production d'agents de cimentation.

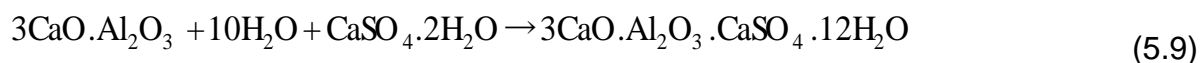
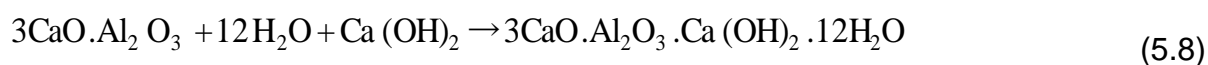
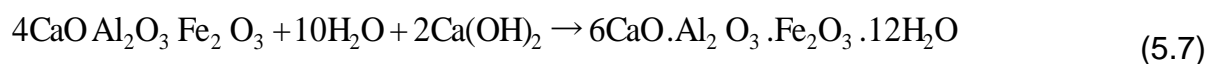
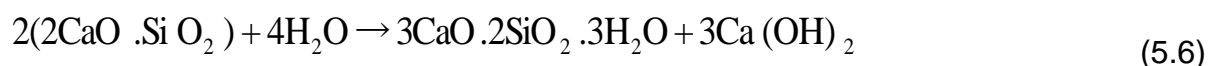
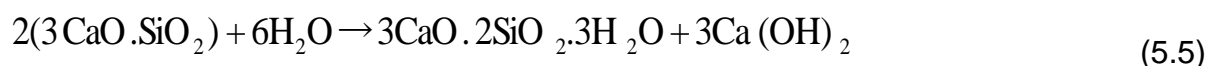
L'action de stabilisation par les ciments est complexe et dépend de la nature du sol, de la teneur en ciment, de la teneur en eau et des conditions de température. Les quatre mécanismes contribuant à la stabilisation au ciment des matériaux de sol argileux sont résumés dans le tableau 5.1 (Azzouz, 2006) :

Quand le ciment est mélangé avec le sol, généralement, il y aura réduction de la limite de liquidité, la limite de plasticité et le potentiel de changement de volume des sols. Mais il y aura une augmentation de la limite de retrait et de la résistance au cisaillement. L'augmentation de la résistance de sol traité au ciment est faite par des réactions de cimentation primaires et secondaires de ciment dans la matrice sol-ciment. La cimentation primaire est due aux produits d'hydratation du ciment Portland. Une variation de composants et les gels sont formés par les réactions d'hydratation.

**Tableau 5.1 :** Mécanisme de stabilisation des sols par le ciment.

Mécanisme de stabilisation au ciment	Description
Hydratation par ciment	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Les fortes interactions se développent entre les particules du sol.</li> <li>✓ Le plus haut squelette continu des formes matérielles dures et fortes et en forme une matrice de sol inchangé, renforçant le matériel traité et on remplit les vides.</li> <li>✓ La perméabilité et le gonflement/retrait a tendance a réduites.</li> <li>✓ La résistance aux chargements due a l'augmentation de la teneur en eau.</li> </ul>
Echange cationique	L'échange cationique change la charge électrique, réduisant la plasticité et ayant pour résultats la floculation et agrégation des particules du sol.
Carbonations	La chaux produite pendant l'hydratation du ciment réagit avec l'anhydride carbonique en air aux agents cimentaire de forme.
Réactions pouzzolanique	La chaux libre libérés pendant l'hydratation et de la silice ou l'alumine des particules d'argile réagissent en présence de l'humidité aux agents de cimentaire de forme.

Le ciment portland est une substance hétérogène contenant du silicate tricalcique ( $C_3S$ ), silicate dicalcique ( $C_2S$ ), aluminat tricalcique ( $C_3A$ ) et tétra calcium d'alumino-ferrite ( $C_4AF$ ). Les composés dans le ciment portland sont transformés par l'addition de l'eau et les réactions sont représentées dans les équations (5.5 à 5.9) (Umesha and al., 2009) :



L'hydratation du ciment se produit et les produits d'hydratation principaux sont formés lorsque l'eau interstitielle du sol entre en contact avec du ciment. Les produits sont des silicates de calcium hydratés, aluminates de calcium hydraté et de la chaux hydratée. Les deux premiers produits hydratés sont les produits principaux et la chaux hydratée est déposée en tant que phase séparée. Une matrice de squelette solide est formée lorsque ces particules de ciment lient les grains de ciment adjacents entre eux et entourent les particules non modifiées. Les phases de silicate et d'aluminate sont mélangées à l'intérieur et peut pas complètement cristallin. Les produits d'hydratation induire la cimentation entre les particules du sol lorsque la teneur en ciment est suffisamment élevée. Une partie de l'hydroxyde de calcium peut aussi être mélangé avec d'autres phases hydratées. En plus de processus de la réaction primaire, il y a également une phase secondaire entre l'hydroxyde de calcium libérés et l'alumine et la silice de l'argile qui conduit à la formation de silicate de calcium hydratés supplémentaires et d'aluminate de calcium hydratés (Umesh and al., 2009).

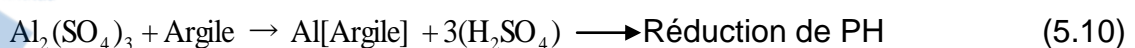
### 5.3.3 Cendres volantes

Les cendres volantes sont des fines particules recueillies lors du dépoussiérage des gaz résultant de la combustion du charbon pulvérisé, utilisé dans les centrales thermiques. Leur composition est en relation avec les différents types de matières combustibles présentes dans le charbon. D'une façon générale, les éléments présents sont : le silicium, l'aluminium, le fer, le calcium et le magnésium.

L'intérêt des cendres volantes réside dans la faculté qu'elles possèdent à réagir avec l'hydroxyde de calcium pour former des silicates de calcium hydratés qui ont des propriétés pouzzolaniques et hydrauliques.

### 5.3.4 Alun

Les effets de sulfate d'aluminium sur les sols argileux peuvent être dus à l'effet du pH, selon les équations suivantes (Ouhadi and Goodarzi, 2006) :



## Chapitre V - Stabilisation des Argiles Dispersives par l'Ajout de Lait de Chaux

Une partie des ions hydroxyles en aluminium sont adsorbés et d'agir en tant que cations échangeables. En outre, selon les équations suivantes de réactions d'hydrolyse, les ions d'hydroxyle d'aluminium contribuent à la diminution du pH :



La diminution de pH est une condition appropriée pour améliorer l'interaction de particules d'argile et l'électrolyte, ce qui provoque une diminution de la dispersivité du sol.

### 5.4 Stabilisation des sols dispersifs

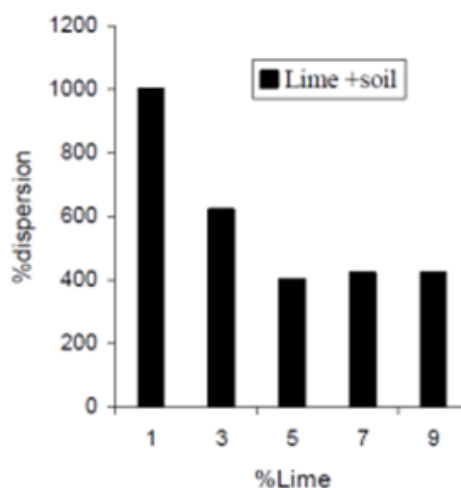
Plusieurs recherches en été effectuées par les traitements chimiques pour la stabilisation des sols dispersifs et l'amélioration de leurs caractéristiques; parmi les additifs utilisés on constate la chaux, les cendres volantes, le ciment et l'alun.

#### 5.4.1 Chaux

La plupart des sols dispersifs peuvent être rendus non dispersifs par l'ajout d'une petite quantité de la chaux  $[\text{Ca}(\text{OH})_2 \text{ ou } \text{CaO}]$  ou de gypse  $[\text{CaSO}_4 \text{ ou } \text{CaSO}_4(2\text{H}_2\text{O})]$ . La quantité de la chaux peut être déterminée par des essais au laboratoire. Sherard a utilisé l'essai de trou d'épingle pour déterminer ces quantités. Il a proposé d'ajouter une proportion de 2 % à 3% de la chaux pour diminuer la dispersion des argiles (Fell et al., 1992)

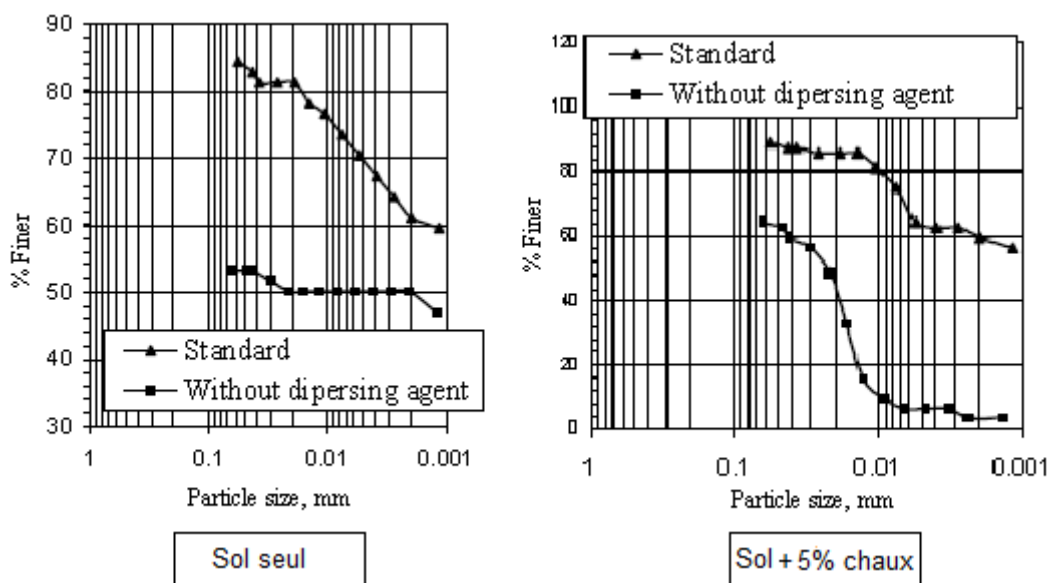
Bhuvaneshwari et al., (2007), ont étudié la stabilisation et la modification microstructural des sols argileux dispersifs par l'ajout de la chaux. L'effet a été étudié par l'essai de gonflement libre, l'essai de trou d'épingle, l'essai de sédimentation en parallèle et les essais chimiques.

La figure 5.1 montre que le taux de dispersion est proportionnel inversement avec la concentration de la chaux, jusqu'à la valeur de 5% qui donne une diminution significative de la dispersion. Au delà de 5% il n'y a pas beaucoup de diminution de dispersion due au niveau de saturation de la chaux.



**Figure 5.1 :** Résultats de l'essai de gonflement libre d'un sol traité à la chaux (Bhuvaneshwari and al., 2007).

Le sol naturel est très dispersif avec un indice de dispersion de 71, l'ajout d'une petite quantité de chaux ne suffit pas de réduire la dispersion, alors que l'ajout de 5% de chaux diminue l'indice de dispersion à 9,5 (non dispersif).



**Figure 5.2 :** Résultats de l'essai de double hydromètre (Bhuvaneshwari and al., 2007).

Le sol naturel contient une forte teneur en sodium (65, 85 %) ce qui le rend dispersif avec un SAR élevé, l'ajout de la chaux seul ou la chaux avec les cendres volante diminue le pourcentage de sodium et transmette le sol non dispersive, les meilleurs résultats sont obtenue avec l'ajout de 5 % de la chaux, ou 2 % de la chaux avec 11 % des cendres volantes.

**Tableau 5.2 :** Cations échangeables dans des échantillons de sol (Bhuvaneshwari and al., 2007).

Echantillon	Ca <sup>++</sup>	Mg <sup>++</sup>	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	SAR	PS	Description
1	11,97	20,03	50,01	0,17	12,5	60,85	Dispersive
2	59,88	22,33	16,57	0,45	2,58	16,70	Non dispersive
3	68,86	19,25	16,41	0,32	2,47	15,65	Non dispersive
4	44,71	20,80	16,82	0,38	2,94	20,34	Non dispersive
5	66,67	25,80	16,80	0,45	2,47	15,31	Non dispersive
6	40,32	30,04	16,33	0,64	2,75	18,70	Non dispersive

1- sol seul

2- sol+2% chaux

3- sol + 5% chaux

4- sol+2%chaux + 9 % cendres volent

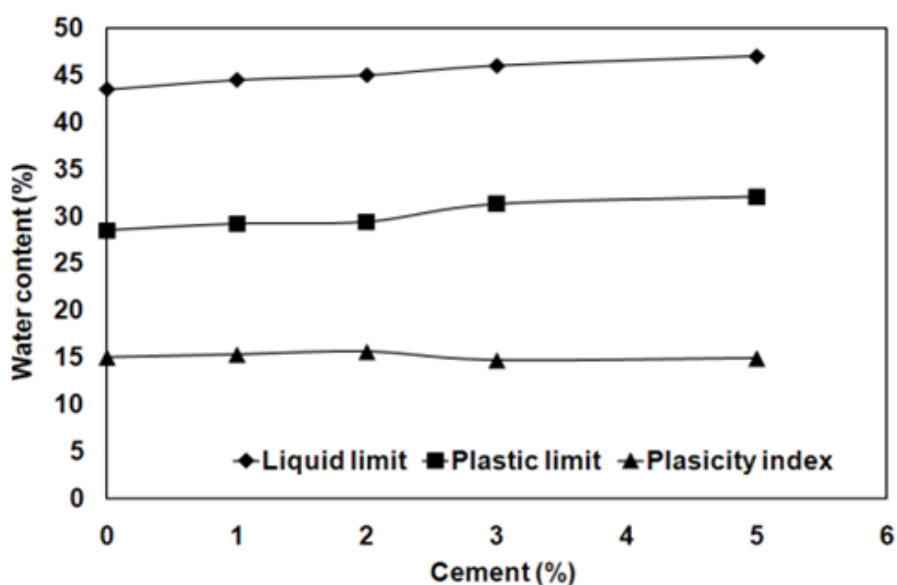
5- sol + 2% chaux + 11% cendres

6- sol+ 2% chaux + 15% cendre

### 5.4.2 Ciment

Umesha et al., (2009) ont étudié l'effet du ciment sur les sols dispersifs, ils ont trouvés que les sols traités subit un changement dans les caractéristiques physico-chimique tel que les limites d'Atterberg (figure 5.3), les caractéristiques mécaniques tel que l'optimums Proctor (figure 5.4) :

L'ajout de ciment augmente légèrement les limites de liquidité et de plasticité, alors que pour l'indice de plasticité l'effet est négligeable.



**Figure 5.3 :** Effet de ciment sur les limites d'Atterberg (Umesha and al., 2009).

L'ajout du ciment au sol diminue la teneur en eau optimal et augmente la densité sèche de sol.

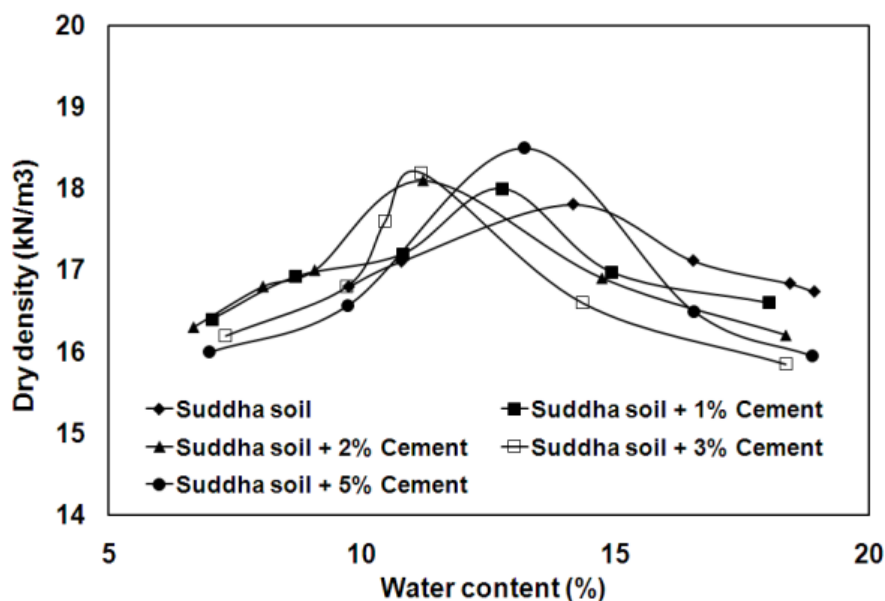


Figure 5.4 : Effet du ciment sur la courbe Proctor (Umesha and al., 2009).

### 5.4.3 Cendres volantes

Indraratna (1996), a étudié l'effet des cendres volantes sur les sols colluviaux, l'effet était sur certain caractéristiques tel que l'optimum Proctor, et l'indice du vide, pour ce faire une série d'essais triaxiaux (consolidation drainés) ont été réalisés sur des échantillons compactés à leurs teneurs en eau optimales, l'objectif d'étudier l'effet de l'additif sur la résistance au cisaillement de sol traité.

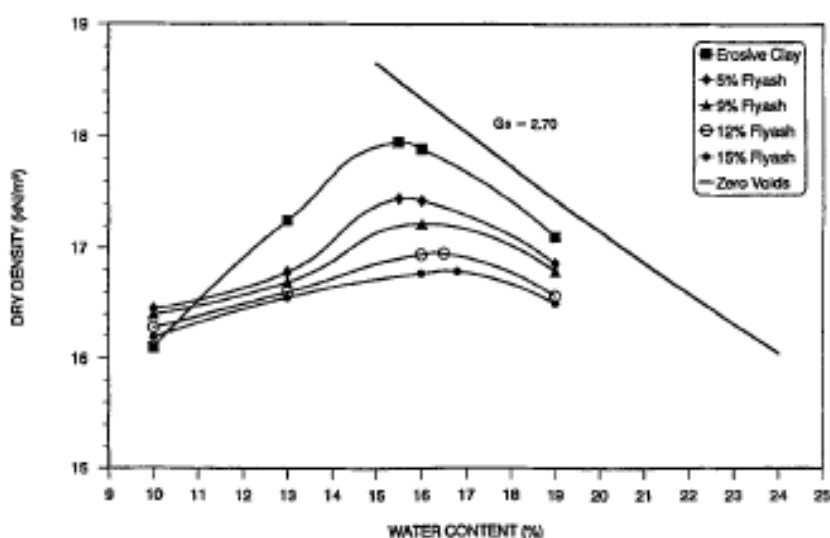
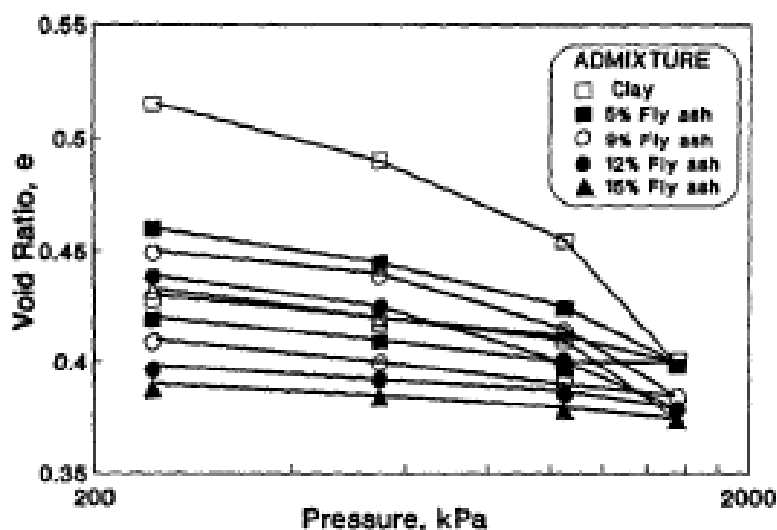


Figure 5.5 : Variation de la masse volumique sèche de sol traité aux les cendres volantes (Indraratna, 1996).

L'ajout des cendres volantes augmente légèrement la teneur en eau optimale de sol traité et diminue la valeur de la densité sèche (figure 5.5).

L'ajout des cendres volantes diminue la valeur de l'indice de vide initial de sol traité, ainsi l'effet de la compression est négligeable (figure 5.6).

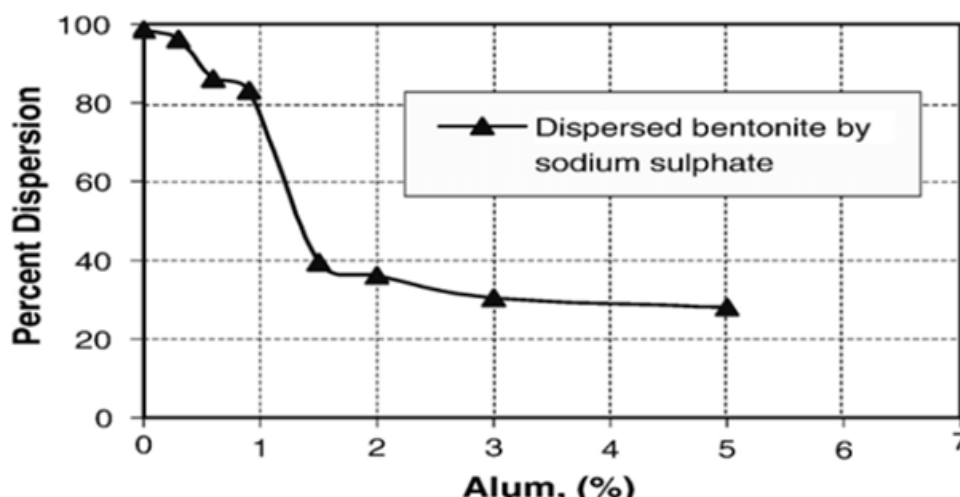


**Figure 5.6 :** Comportement de consolidation des échantillons de sol traités aux cendres volantes (Indraratna, 1996).

### 5.4.4 Alun

Ouhadi et Goodarzi (2006), ont étudié la stabilisation des sols dispersifs par l'ajout de l'alun  $\{Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O\}$ . Ils utilisent la Bentonite comme argile pour l'ensemble des essais avec différentes concentrations d'alun, pour contrôler la dispersion ils vérifient la densité, la perméabilité, la consolidation, et utilisent le double hydromètre test.

Le traitement par l'alun montre que le taux de dispersion est proportionnel inversement avec la concentration de l'alun jusqu'à la valeur de 1,5% qui donne une diminution significative de la dispersion puis se stabilise (figure 5.7). En fait, avec l'ajout de l'alun, la structure de sol change d'une structure dispersive en une structure non-dispersive plus floculée.

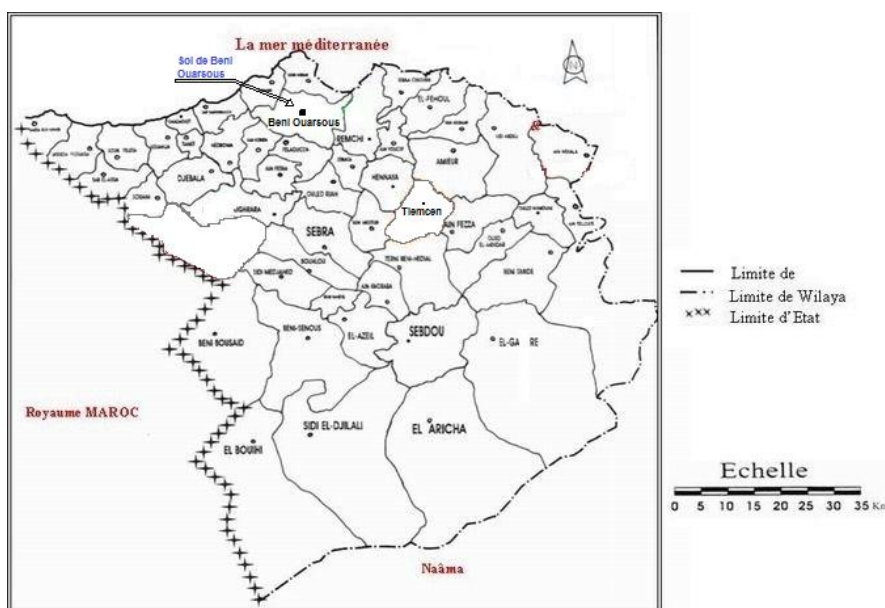


**Figure 5.7 :** Pourcentage de dispersion de la bentonite dispersée après traitement d'alun (Ouhadi and Goodarzi, 2006).

## 5.5 Utilisation de lait de chaux pour l'amélioration des caractéristiques des sols dispersifs

### 5.5.1 Localisation du site

Le sol sujet de cette étude est une argile remaniée provient de la région de Beni Ouarsous qui se situe dans le nord du chef lieu de la wilaya de Tlemcen (Algérie). Le prélèvement a été effectué par une pelle hydraulique à une profondeur de 2 m. la carte présenté sur la figure 5.8 présente la localisation de sol sujet.



**Figure 5.8 : Localisation de sol de Beni Ouarsous**

### 5.5.2 Identification géotechnique

Les essais d'identification physico-chimiques et mécanique ont été effectués au sein de laboratoire de géotechnique de la faculté de technologie de l'université de Tlemcen. Les résultats sont rassemblés dans le tableau 5.3, ils montrent que le sol est une argile très plastique, non organique, non marneux selon la classification USCS/LCPC (Unified Soil Classification System/Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées)

L'analyse granulométrique permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau, et comprend :

- ✓ Un tamisage sous l'eau pour déterminer la distribution dimensionnelle en poids des particules de dimensions supérieures ou égales à 80 microns.
- ✓ La sédimentométrie pour déterminer la distribution dimensionnelle en poids des particules de dimensions inférieures à 80 microns.

Les résultats seront présentés par la courbe granulométrique (figure 5.9) :

**Tableau 5.3 :** Propriétés géotechnique de sol Beni Ouarsous.

Identification physique	Valeur	Norme
Granulométrie		NF P 94-041
% des fines (< 80 $\mu\text{m}$ )	34,06	
% des argiles (< 2 $\mu\text{m}$ )	4,11	
Limite d'Atterberg		NF P 94-051
Limite de liquidité (%)	85,2	
Limite de plasticité (%)	34,4	
Indice de plasticité (%)	50,8	
Densité des grains solides	2,72	NF P 94-054
<b>Identification chimique</b>		
Valeur de bleu ( $\text{cm}^3$ )	12,37	NF P 94-068
Surface spécifique ( $\text{m}^2/\text{g}$ )	259,81	
CaCo3 (%)	3,18	NF P 94-048
Matière organique (%)	1,02	NF P 94-055
<b>Identification mécanique</b>		
Proctor normal		NF P 94-093
Poids volumique sec maximal ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	15,90	
Teneur en eau optimale (%)	21	

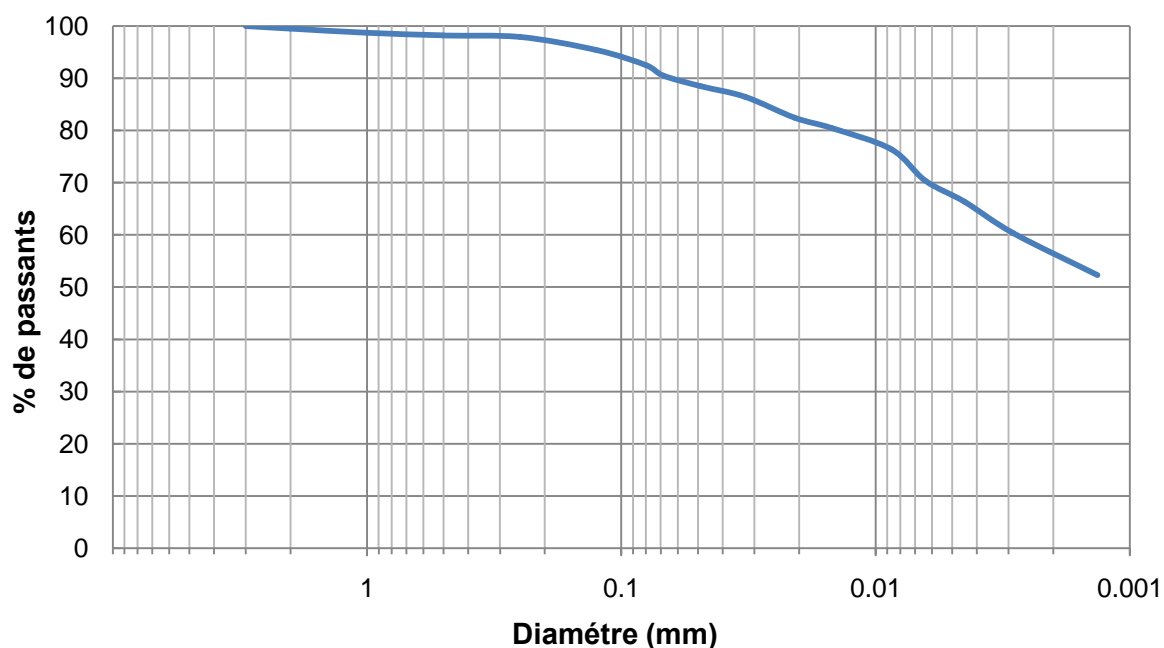


Figure 5.9 : Courbe granulométrique de sol de Beni Ouarsous.

### 5.5.3 Propriété de l'additif (lait de chaux)

Le lait de chaux est une solution saturée d'hydroxyde de calcium ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ), produite en mélangeant de la chaux aérienne à l'eau, le tableau 5.4 résume les caractéristiques de ce produit (Annexe 2) :

Tableau 5.4 Composantes de Lait de chaux utilisé dans notre étude.

Composant	Pourcentage (%)
$\text{Ca}(\text{OH})_2$	7,5 à 8
$\text{NaOH} + \text{KOH}$	0,2 à 0,6
$\text{H}_2\text{O}$	91 à 92

### 5.5.4 Effet de lait de chaux sur les paramètres physiques

#### 5.5.4.1 Optimum Proctor

Le principe de l'essai Proctor consiste à humidifier le sol à plusieurs teneurs en eau pour chaque dosage en lait de chaux et à compacter selon la procédure normalisée de l'essai. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol et on établit la courbe de variation de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau. La courbe présente une valeur maximale de la masse volumique sèche, elle correspond à une valeur particulière de la teneur en eau.

## **Chapitre V - Stabilisation des Argiles Dispersives par l'Ajout de Lait de Chaux**

---

Notre travail expérimental consiste à compacter pour chaque teneur en lait de chaux une série de quatre (04) à cinq (05) éprouvettes à l'énergie Proctor Normal à des teneurs en eau variables. Pour cela on a pris pour chaque essai de compactage une quantité de sol de 1700 g, après tamisage au tamis 5 mm.

Les pourcentages de l'eau et de lait de chaux ajoutés sont calculer par rapport la masse de sol (1700 g). Avant de peser la quantité nécessaire de lait de chaux, un malaxage de produit est obligatoire pour obtenir une solution homogène (le lait de chaux subit une ségrégation au repos), puis ajouter à la quantité de l'eau suivi d'un autre malaxage (mélangé l'eau avec le lait de chaux), l'ensemble est utilisé pour humidifier l'échantillon de sol pendant l'essai.

Les résultats de compactage sont présentés dans le tableau 5.5 et les figure 5.10 et 5.11.

Les courbes présentées dans la figure 5.10 et 5.11 montrent la variation de la masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau pour différents pourcentage de lait de chaux.

L'utilisation de lait chaux conduit à une augmentation de la teneur en eau optimale et une diminution de la densité sèche dans un premier temps, mais au delà d'une valeur limite soit 6% dans ce cas, le phénomène inverse se produit. Ceci est en cohérence avec la description du phénomène de compactage puisque le lait de chaux augment, ainsi la lubrification entre les particules solides.

### ***Reconstitution des échantillons***

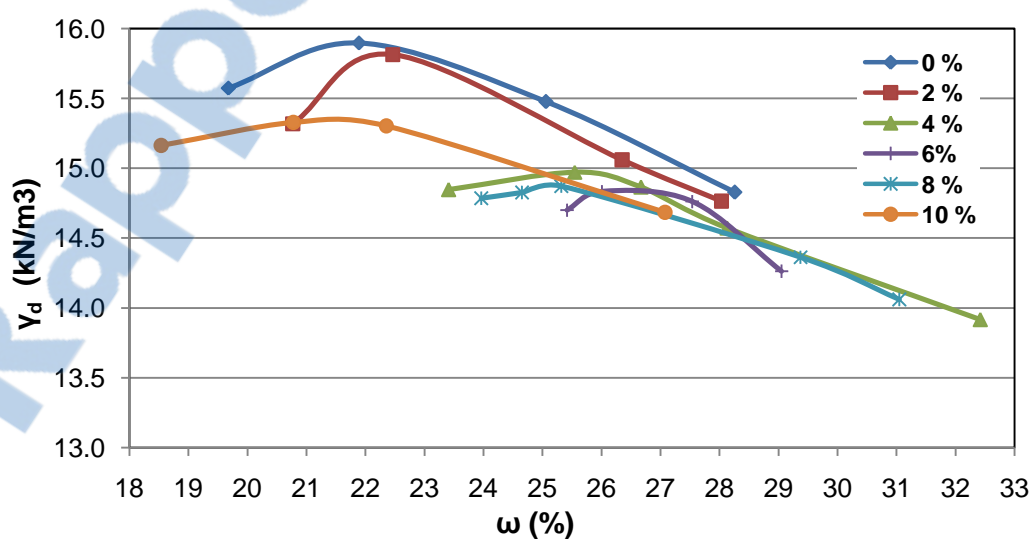
L'échantillon de sol est passé à l'étuve (105 °C) pendant 24 heures, puis sécher à l'air, en suite passer à travers le tamis de 2 mm. Les quantités nécessaires de l'eau et de lait de chaux (tableau 5.5) sont minutieusement ajoutés, Le mélange est ensuite malaxé manuellement (pour obtenir un échantillon homogène, le lait de chaux est ajouté à l'eau puis l'ensemble (eau + lait de chaux) est ajouté au sol). Le compactage est effectué dans un moule Proctor normal. Les échantillons sont ensuite paraffinés, afin de rendre homogène le matériau.

Après une semaine de cure, chaque échantillons est découpé à différentes tailles pour déterminer l'indices des vides, et effectué les essais suivant : l'essai d'émiettage, essai de sédimentation en parallèle et l'essai de trou d'épingle.

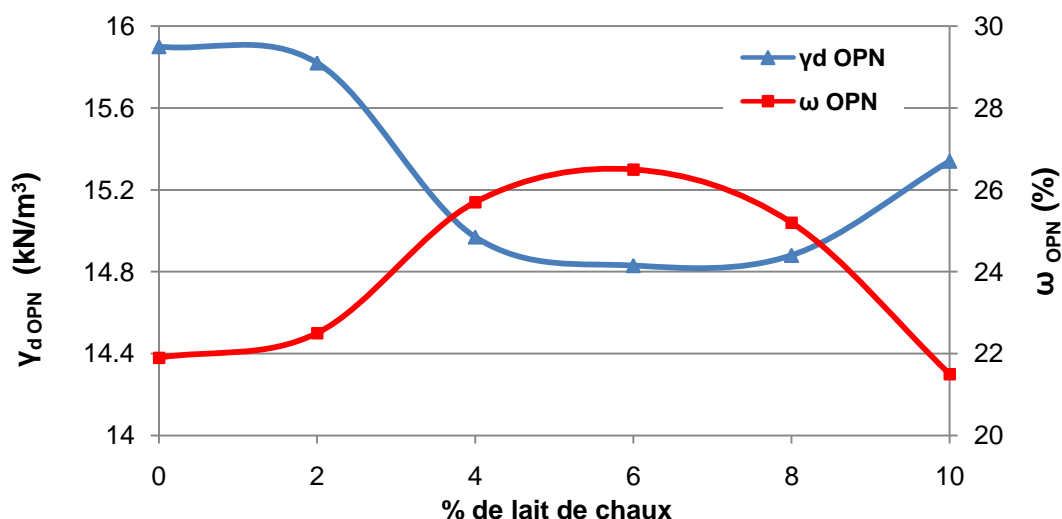
## Chapitre V - Stabilisation des Argiles Dispersives par l'Ajout de Lait de Chaux

**Tableau 5.5 :** Résultat des essais de compactage de sol traité au lait de chaux.

% de lait de chaux	Masse de lait de chaux ajouté (g)	% de l'eau ajouté	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\omega_{OPN}$ (%)	$\gamma_{d OPN}$ (kN/m <sup>3</sup> )
0%	/	18	18,64	19,68	15,57	21,90	15,90
	/	20	19,38	21,89	15,90		
	/	22	19,36	25,06	15,48		
	/	24	19,02	28,26	14,83		
2%	34	18	18,50	20,77	15,32	22,50	15,82
	34	20	19,37	22,46	15,81		
	34	22	19,03	26,35	15,06		
	34	24	18,90	28,03	14,76		
4%	68	16	18,32	23,41	14,85	25,70	14,97
	68	18	18,80	25,55	14,97		
	68	20	18,83	26,67	14,86		
	68	22	18,67	28,13	14,57		
	68	24	18,43	32,42	13,92		
6%	102	14	18,44	25,42	14,70	26,50	14,83
	102	16	18,69	26,01	14,83		
	102	18	18,83	27,54	14,76		
	102	20	18,41	29,05	14,26		
8%	136	14	18,33	23,963	14,79	25,20	14,88
	136	16	18,48	24,65	14,83		
	136	18	18,64	25,32	14,87		
	136	20	18,58	29,37	14,36		
	136	22	18,43	31,05	14,06		
10%	170	10	17,97	18,54	15,16	21,50	15,34
	170	12	18,51	20,78	15,33		
	170	14	18,72	22,35	15,30		
	170	16	18,66	27,08	14,68		



**Figure 5.10 :** Résultats de l'essai Proctor.



**Figure 5.11 : Effet de lait de chaux sur l'optimum Proctor.**

### 5.5.4.2 Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont des mesures conventionnelles exprimant des différences de comportement mécanique des sols, différences essentiellement liées aux variations de la teneur en eau. Elles correspondent en principe aux seuils de passage de l'état solide à l'état plastique, et de l'état plastique à l'état liquide.

L'ajout de lait de chaux au sol a une influence remarquable sur les limites d'Atterberg (figure 5.12 et tableau 5.6), Il est clair si non évident qu'une augmentation de lait de chaux induit une augmentation importante des limites d'Atterberg, cette augmentation est plus importante pour la limite de plasticité que pour la limite de liquidité. En revanche, pour l'indice de plasticité il atteint une valeur maximale (4%) puis diminue progressivement avec les pourcentages importants de lait de chaux,

**Tableau 5.6 : Limites d'Atterberg de sol traité au lait de chaux.**

% de lait de chaux	Limite de liquidité (%)	Limite de plasticité (%)	Indice de plasticité (%)
0%	78,1	30,56	47,54
2%	82,1	32,22	49,88
4%	83,9	33,48	50,42
6%	84,8	34,91	49,89
8%	86,2	37,44	48,76
10%	88	39,33	48,67

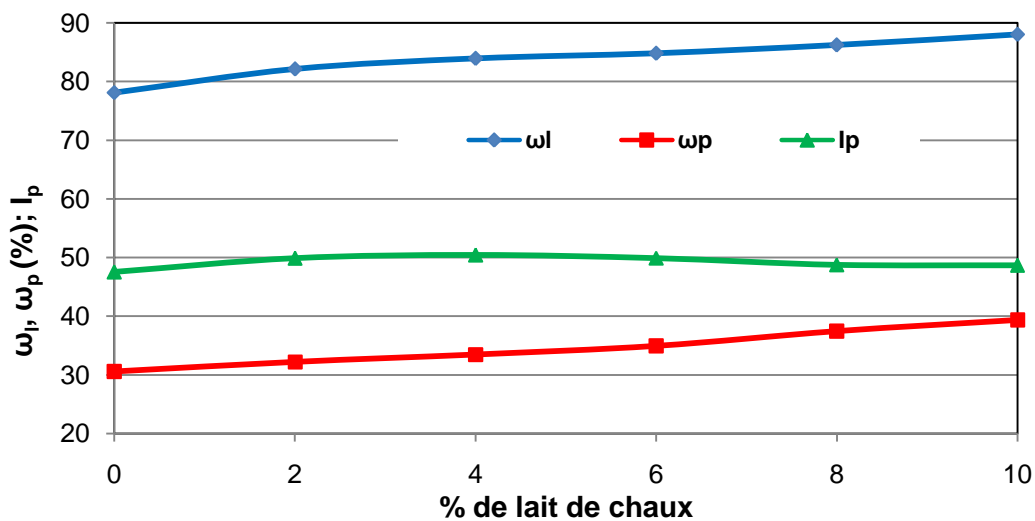


Figure 5.12 : Effet de lait de chaux sur les limites d'Atterberg.

### 5.5.4.3 Indice de vide

Pour mesurer l'indice de vide d'un échantillon, Le principal inconnu est son volume; on procèdera par pesée hydrostatique dans une huile non mouillante qui est le kerdane (huile des lampes). La densité de ce dernier est de l'ordre de 0,783, il s'évapore à l'étuve à 105°C ; l'indice de vide est calculé ensuite par la formule suivante :

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad (5.15)$$

Pour effectuer la manipulation, on devra avoir le matériel suivant :

- ✓ Une balance de précision au moins de  $10^{-3}$  g ;
- ✓ Un support élévateur pour effectuer la pesée sous le Kerdane ;
- ✓ L'huile de kerdane;
- ✓ Une étuve.

La procédure est comme suit :

- ✓ Découper des l'échantillon de sol puis peser ;
- ✓ Immerger l'es échantillons complètement dans le kerdane, pendant au moins 4h ;
- ✓ sortie les échantillons du kerdane et l'essuyer superficiellement pour retirer le surplus d'huile ;

## Chapitre V - Stabilisation des Argiles Dispersives par l'Ajout de Lait de Chaux

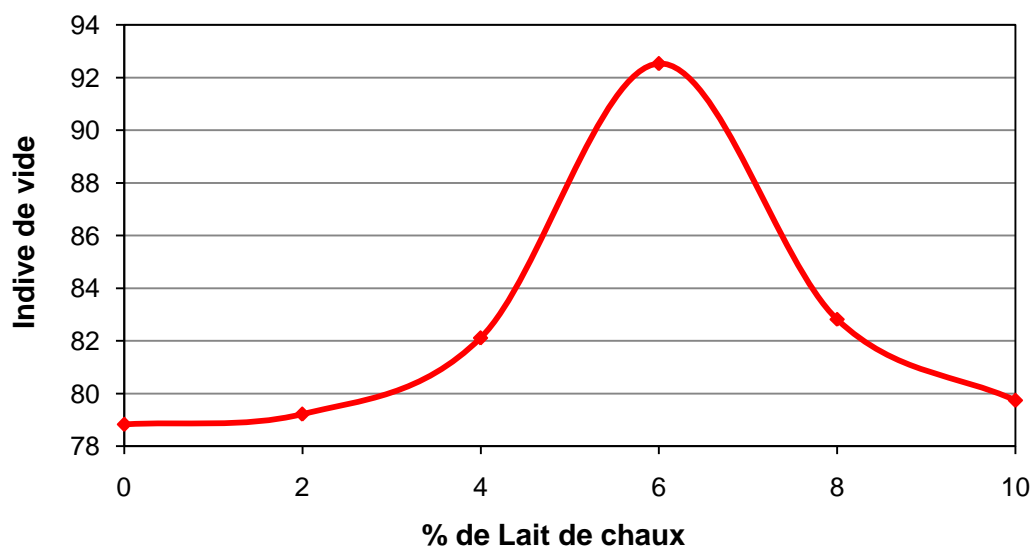
- ✓ Peser les échantillons (poids de sol + poids absorbé du kerdane) ;
- ✓ Peser les échantillons dans le kerdane (poids immergé) ;
- ✓ Mettre à l'étuve pendant 24 h (105°C) pour obtenir le poids sec.

Nous avons découpé des petits échantillons pour mesurer les indices de vides par la méthode décrite ci-dessus, les résultats sont présentés dans le tableau 5.7 et la figure 4.13 :

**Tableau 5.7 :** Résultats de mesure des indices des vides par le principe de pesée hydrostatique.

Échantillon	$M_{\text{Sol}}$ (g)	$M_{\text{(Sol +Huile) air}}$ (g)	$M_{\text{(Sol +Huile) immergé}}$ (g)	$\omega$ (%)	$\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	e
0%	13,02	13,08	7,53	21,07	1,84	1,52	78,83
2%	21,06	21,14	12,40	24,63	1,89	1,52	79,22
4%	20,29	20,33	11,77	24,58	1,86	1,49	82,11
6%	15,58	15,63	8,92	29,02	1,82	1,41	92,53
8%	20,62	20,67	11,95	24,77	1,86	1,49	82,82
10%	12,20	12,27	7,24	25,81	1,90	1,51	79,74

l'ajout de lait de chaux augmente l'indice de vide progressivement comme le montre la figure 5.15, le seuil d'influence était enregistré au dosage de 6% en lait de chaux; cette augmentation est due par la floculation des particules d'argile par l'effet de la chaux, au delà de 6% l'effet inverse ce produit et l'indice de vide diminue.



**Figure 5.13 :** Effet de lait de chaux sur l'indice de vide de sol traité.

### 5.5.2 Effet sur le caractère dispersif




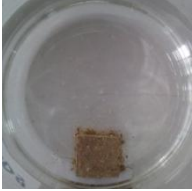











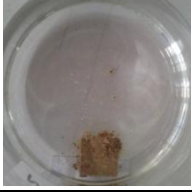


#### 5.5.2.1 Essai d'émiettage

Des échantillons sont découpés selon la procédure décrite par la norme de Crumb test (cote de 15 mm), puis testés par l'essai d'émiettage, quatre essais sont faits pour chaque échantillon, les résultats sont présentés dans le tableau 5.8 et la figure 5.14.

**Tableau 5.8 : Résultats de l'essai d'émiettage.**

Pourcentage de lait de chaux	Après 2min		Après 1 heure		Après 6 heures	
	Nombre d'échan	Classe de dispersion	Nombre d'échan	Classe de dispersion	Nombre d'échan	Classe de dispersion
0%	1	D1	2	D3	2	D3
	3	D2	2	D4	2	D4
2%	4	D1	3	D2	3	D2
	/	/	1	D3	1	D3
4%	4	D1	2	D1	2	D2
			2	D2	2	D2
6%	4	D1	4	D1	3	D1
	/	/	/	/	1	D2
8%	4	D1	3	D1	2	D1
			1	D2	2	D2
10%	3	D1	3	D2	2	D2
	1	D2	1	D3	2	D3

Les résultats montrent que le sol accepte une résistance à la dispersion même à des petits pourcentages en lait de chaux, le sol atteint sa résistance maximale à un dosage de 6% en lait de chaux et devient non dispersif (D1), mais au-delà de ce pourcentage l'effet constaté est l'inverse, par conséquent le sol perd sa résistance vis-à-vis de la dispersion. Ce qui montre encore l'effet de ce traitement.

Echantillon	Après 2 min	Après 1 heure	Après 6 heures	Classe de dispersion
0 %				D4
2 %				D2
4 %				D2
6 %				D1
8 %				D2
10 %				D2

**Figure 5.14** : Classe de dispersion des essais d'émiettage

### 5.5.2.2 Essai de sédimentation en parallèle

Deux essais de sédimentométrie ont été réalisés pour tous les échantillons :

Le premier est l'essai de sédimentométrie standard effectuée selon la procédure de la norme ASTM D-422, où l'échantillon d'argile (50 g) est dispersé dans l'eau distillée

## Chapitre V - Stabilisation des Argiles Dispersives par l'Ajout de Lait de Chaux

additionnée d'hexamétaphosphate de sodium (agent défloculant). La solution est soumise à une agitation mécanique pendant 15 min.

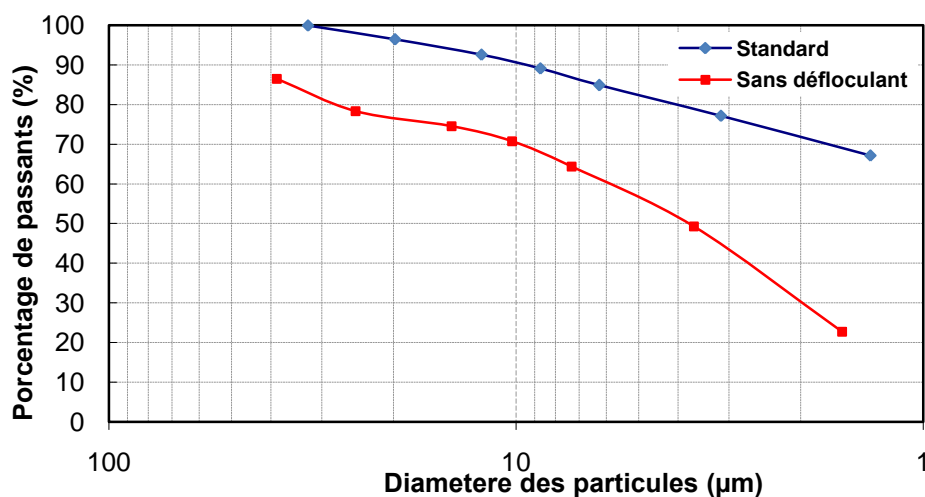
Le deuxième est l'essai spécial de dispersion de la norme ASTM D-4221, où l'échantillon d'argile (25 g) est placé dans l'eau distillée, sans agent dispersant et sans agitation mécanique.

Les résultats sont présentés dans le tableau 5.10 :

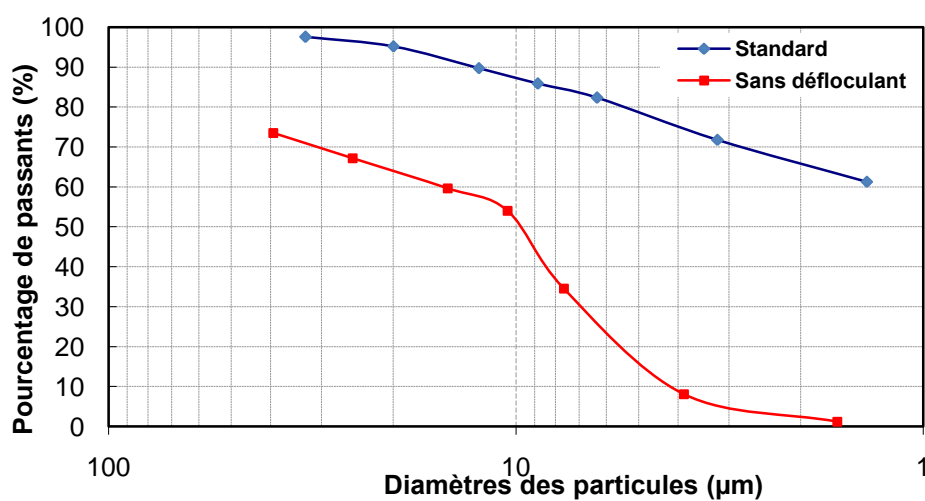
**Tableau 5.9** : Résultats des essais de sédimentation en parallèle

Dosage de lait de chaux	Nombre d'essai	< 5 µm avec dispersant (%)	< 5 µm sans dispersant (%)	Indice de dispersion (%)	Classe de dispersion
0%	1	81,79	54,83	67,04	Dispersif
	2	81,23	51,87	63,85	dispersif
	3	83,17	55,60	66,85	Dispersif
2%	1	77,90	16,11	20,28	Non dispersif
	2	82,42	11,76	14,27	Non dispersif
4%	1	75,81	10,24	13,50	Non dispersif
	2	81,30	10,46	12,87	Non dispersif
6%	1	75,10	7,59	10,11	Non dispersif
	2	82,79	5,03	6,08	Non dispersif
8%	1	77,05	20,93	27,17	Non dispersif
	2	84,37	19,57	23,19	Non dispersif
10%	1	73,97	31,91	43,14	Moyennement dispersif
	2	70,80	35,91	50,73	Moyennement dispersif

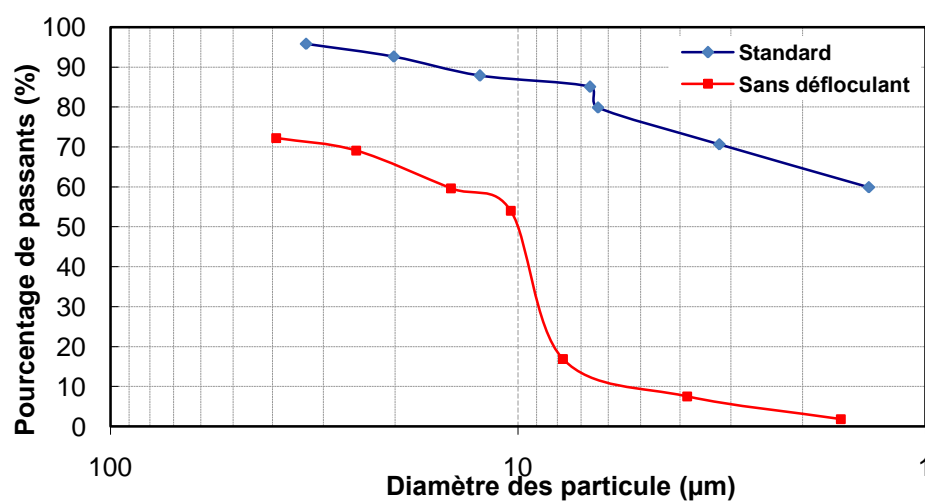
Les figures 5.15 jusqu'à 5.17 présentent les résultats des analyses granulométriques effectuées selon la norme ASTM D-422 (standard) et la norme ASTM D-4221 (sans défloculant – sans agitation mécanique). Le sol naturel est dispersif avec un indice de dispersion de 67 %, l'ajout de lait de chaux diminue cet indice de dispersion progressivement avec les pourcentages les plus implorants de l'additif. L'effet dispersif est ressenti sur les résultats mentionnés ci-dessus. Il a été constaté qu'une amélioration très importante est mise en évidence dans le cas d'ajouter 6%. Le sol passe à la classe non dispersif (D=10,11). Au de-là de 6 % le sol traité revient vers sa nature dispersive.



(a)

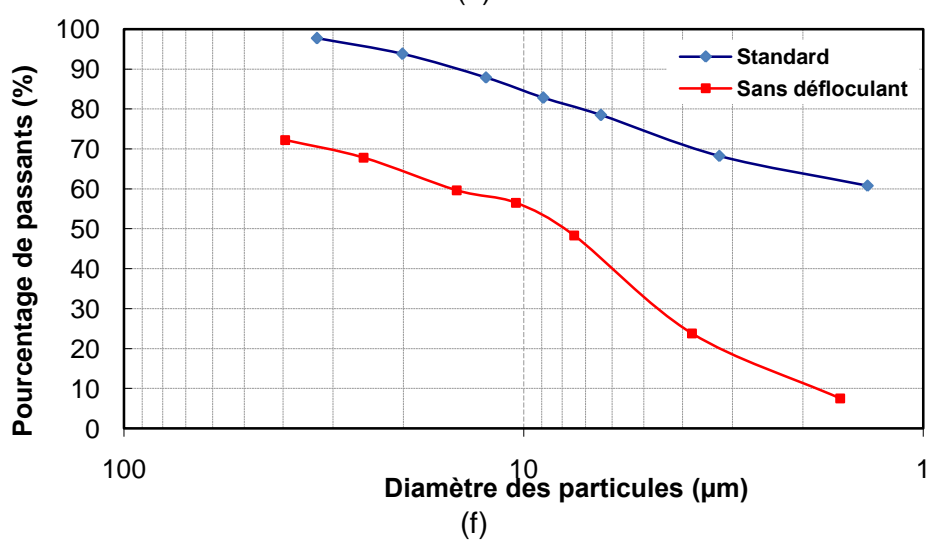
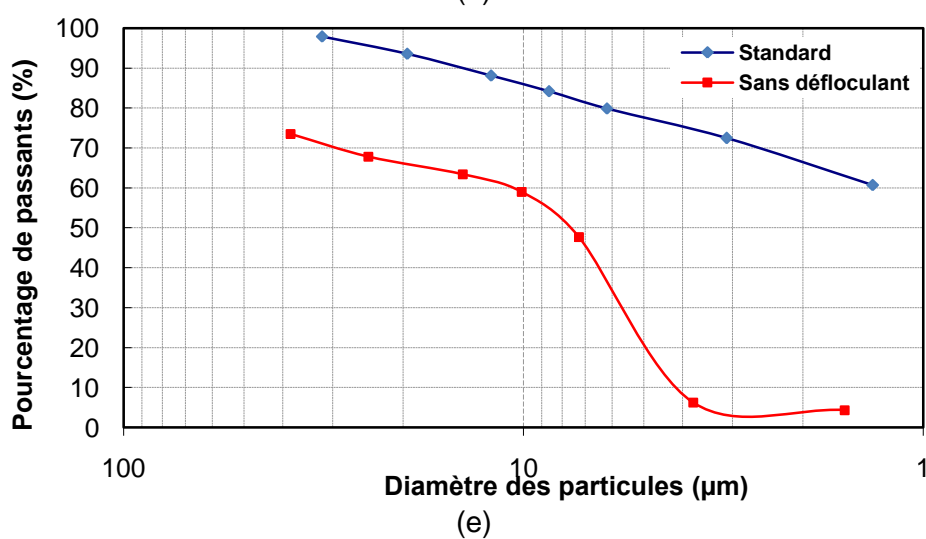
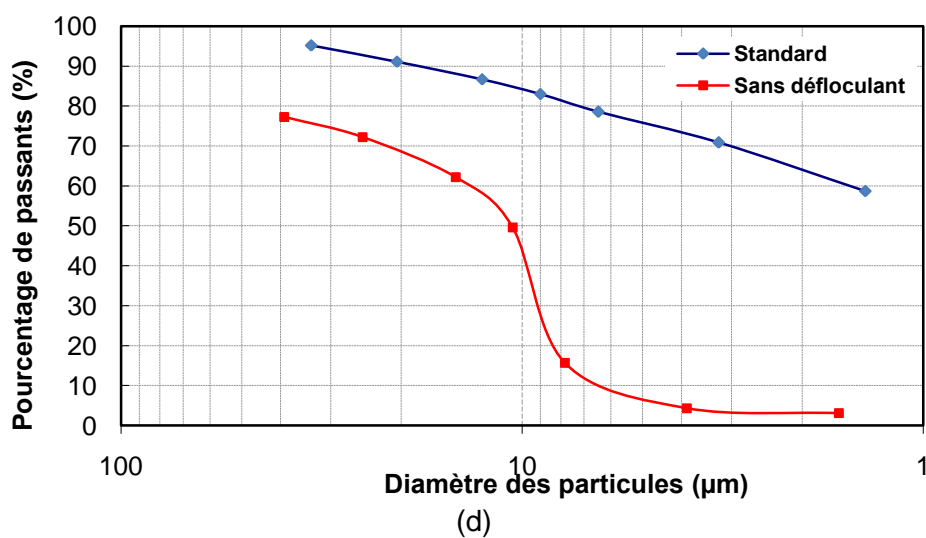


(b)

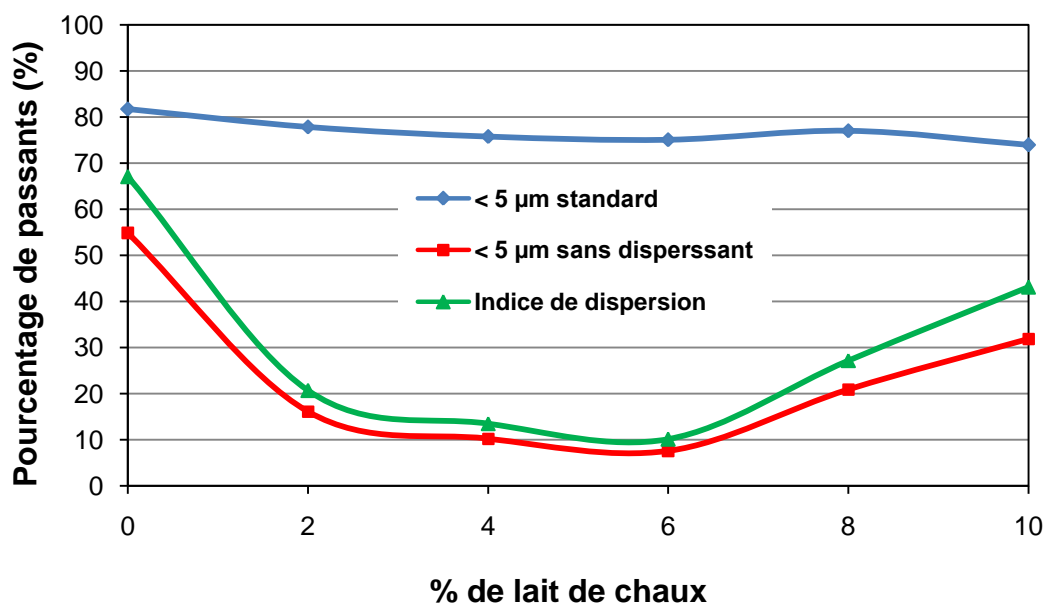


(c)

**Figure 5.15 :** Courbe granulométrique des échantillons de sol traité : (a) : 0 % ; (b) : 2 %, (c) : 4 %.

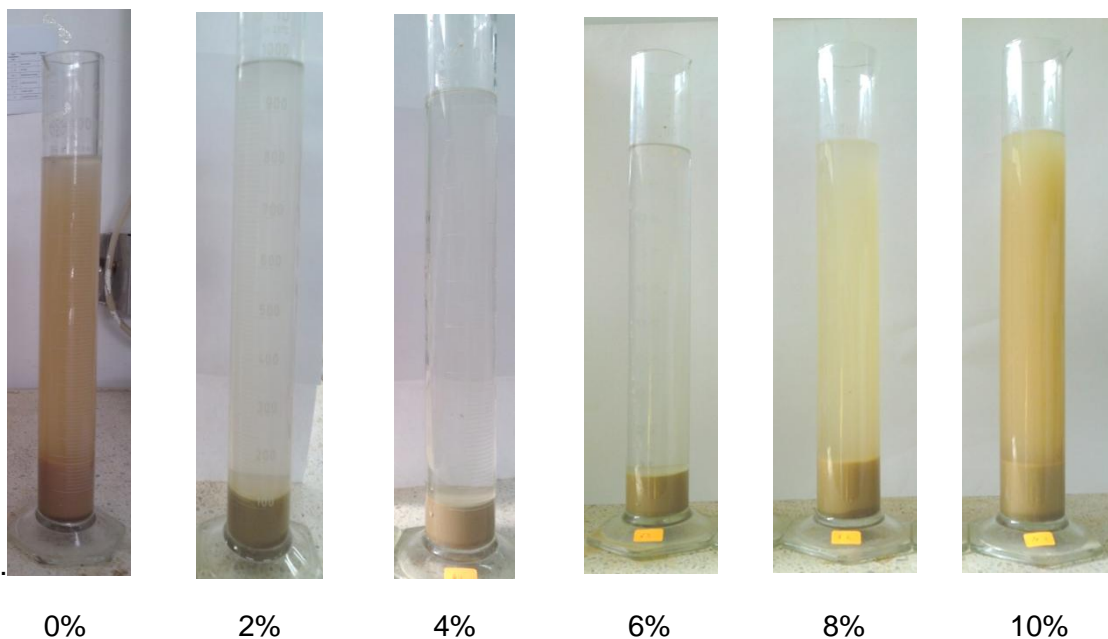


**Figure 5.16 :** Courbe granulométrique des échantillons de sol traité (suite) : (d) : 6 % ; (e) : 8 % ; (f) : 10 %.



**Figure 5.17 :** Résultats de l'essai de sédimentation en parallèle.

La figure 5.17 montre l'état des solutions (eau + échantillon) à la fin des essais de sédimentation (après 24 heures). On remarque que la solution qui contient le sol non traité reste sombre ce qui prouve sa nature dispersive, les solutions contenant les échantillons traités à 2%, 4% et 6 % sont claires (non dispersifs), alors que les solutions qui contiennent les échantillons traités à 6% et 8 % sont modérément sombres (moyennement dispersifs).









**Figure 5.18 :** Résultats des essais de sédimentation en parallèle par photographie (sans défloculant, sans agitation mécanique).

### 5.5.2.3 Essai de trou d'épingle

Après une semaine de cure, des échantillons sont taillés suivant les dimensions indiqués dans la norme (30 mm de diamètre et 38 mm en hauteur), et est introduit dans l'éprouvette du Pinhole test, le trou est exécuté à l'aide d'une aiguille en acier de 1 mm de diamètre axialement au centre de l'échantillon, De part et d'autre, les extrémités de l'échantillon est protégée par une grille métallique joue le rôle d'un filtre suivi d'un drain constitué de gravier, (3/8 mm), Les résultats sont présentés dans les tableaux 5.11 et 5.12

**Tableau 5.10** : Résultats des essais de Pinhole test par photographie.

Echantillon	Teneur en eau initiale	Diamètre finale de trou final	Photos après essai
0 %	21,16	3,16	
2 %	24,26	2,92	
4 %	24,09	1,68	
6 %	27,08	1,25	
8 %	23,97	2,54	
10 %	25,36	2,75	

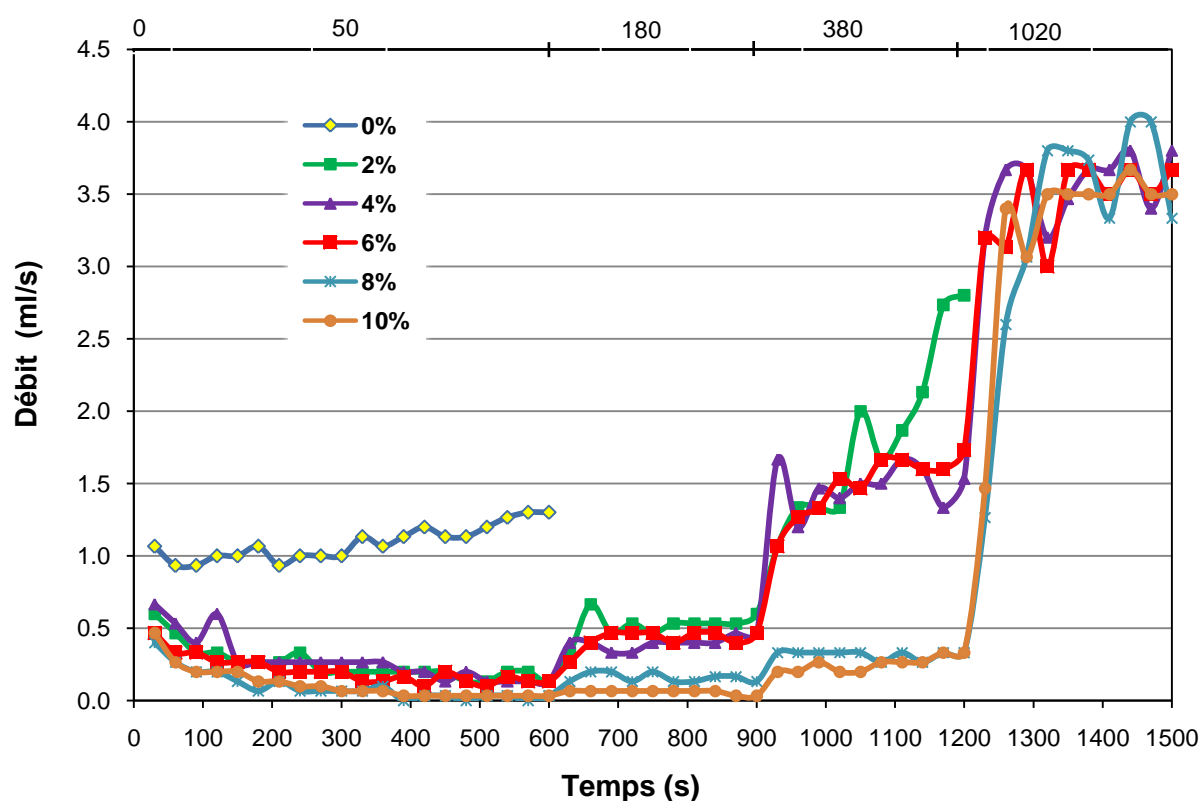
## Chapitre V - Stabilisation des Argiles Dispersives par l'Ajout de Lait de Chaux

**Tableau 5.11 : Résultats de l'essai de trou d'épingle.**

% de lait de chaux	N° d'essai	Durée de l'essai (min)	Etat de l'eau recueil	D <sub>f</sub> (mm)	Classe de dispersion
0%	1	10	Un peu sombre	1,4	ND4
	2	10	Un peu sombre	1,5	ND4
	3	10	sombre	1,6	D2
	4	10	Modérément sombre	1,5	D2
	5	10	Modérément sombre	1,55	D2
2%	1	15	Légèrement sombre	1,6	ND3
	2	15	Légèrement sombre	1,7	ND3
	3	15	Légèrement sombre	1,65	ND3
	4	15	Légèrement sombre	1,55	ND3
	5	15	A peine visible	1,35	ND2
4%	1	20	Légèrement sombre	1,3	ND3
	2	25	Claire	1,2	ND2
	3	25	Claire	1,4	ND2
	4	25	Claire	1,3	ND2
	5	25	Claire	1,2	ND2
6%	1	25	Claire	1,25	ND2
	2	25	Claire	1,4	ND2
	3	25	Claire	1,35	ND2
	4	25	Claire	1,3	ND2
	5	25	Claire	1,4	ND2
8%	1	25	Claire	1,25	ND2
	2	25	A peine visible	1,3	ND2
	3	25	A peine visible	1,35	ND2
	4	25	A peine visible	1,45	ND2
	5	25	A peine visible	1,3	ND2
10%	1	25	A peine visible	1,35	ND2
	2	25	A peine visible	1,25	ND2
	3	25	A peine visible	1,3	ND2
	4	25	A peine visible	1,2	ND2
	5	25	A peine visible	1,25	ND2

On présente dans la figure 5.19 les courbes de l'évolution du débit d'écoulement au cours de des essais de trou d'épingle pour les échantillons traité à différent pourcentage en lait de chaux, le sol naturel est un sol dispersif de classe D2, on observe une augmentation de débit dans le phase initiale (10 minutes) et sous la charge de 5 cm le débit était supérieur à 1 ml/s. Pour les échantillons traités, on

remarque une stabilisation du débit d'écoulement dans la phase initial des essais, l'ajout de lait de chaux augmente la résistance au cisaillement provoquée par la circulation de l'eau dans le trou. Le sol devient non-dispersif de classe ND2 dès le pourcentage de 4 % de l'additif, On remarque que au début des essais une diminution de débit d'écoulement, cette diminution est causée par le gonflement de sol dans le trou et donc le bouchage de trou, Cependant, dès le pourcentage de 8% de l'additif, le sol achève une meilleure résistance au début de l'essai qui corresponde à une charge hydraulique faible (jusqu'à 38 cm), mais dès que la charge augmenté à 102 cm, l'érosion déclenche brutalement, et le trou atteint un diamètre très grand en quelques instants ( $> 3$  mm).



**Figure 5.19 :** Evolution de débit d'écoulement en fonction du temps et de la charge hydraulique appliquée.

### 5.5.2.4 Analyse chimique

Les essais chimiques consistent à préparer un échantillon par l'ajout d'eau distillée à une masse de sol sèche jusqu'à la teneur en eau de liquidité, afin d'obtenir une pâte saturante, puis récupérer un échantillon de l'eau de saturation par filtration pour l'analyser chimiquement. L'extraction de l'eau interstitielle était faite à l'extrait du rapport (1/5) par centrifugation à 2000 tours/minutes. Cette procédure conduit à la

## Chapitre V - Stabilisation des Argiles Dispersives par l'Ajout de Lait de Chaux

sédimentation rapide des particules d'argile et à la formation d'une pellicule de liquide de dissolution, qui a prélevée par filtrage.

L'analyse chimique de l'eau de dissolution a été effectuée par spectrophotomètre de flamme pour la détermination des cations  $K^+$  et  $Na^+$  et la méthode complexométrique pour déterminer la concentration des cations  $Ca^{++}$  et  $Mg^{++}$ .

L'interprétation des résultats est faite par le pourcentage de sodium (SP : Sodium Percent).et par le rapport d'absorption du sodium (SAR : Sodium Absorption Ratio) qui est incorporé dans l'identification des sols dispersifs. Les résultats sont présentés dans le tableau 5.12 :

**Tableau 5.12** : Résultat des analyses chimiques des échantillons.

Echantillon	$Na^+$ (mEq)	$K^+$ (mEq)	$Ca^{++}$ (mEq)	$Mg^{++}$ (mEq)	TDS (mEq)	SAR	SP
0 %	14,50	0,09	0,24	0,32	15,15	32,55	95,72%
2 %	15,47	0,18	0,66	0,53	16,84	20,04	91,87%
4 %	14,61	0,16	0,81	0,41	15,98	18,73	91,40%
6 %	12,30	0,13	0,79	1,10	14,32	12,65	85,87%
8 %	12,25	0,13	0,87	0,09	13,34	17,67	91,83%
10 %	12,67	0,14	0,61	0,09	13,50	21,44	93,80%

Il est clair que le sol naturel est très dispersif a cause de la forte teneur en sodium, pour le sol traité, les cations sodium était remplacés par des cations de calcium provenant de l'ajout de la chaux. D'où les valeurs de SAR et SP sont moins élevés. Les meilleurs résultats sont obtenus cette fois aussi au dosage de 6% en lait de chaux.

### 5.6 Conclusion

La stabilisation par ajout de lait de chaux a des effets positifs sur toutes les caractéristiques du sol dispersif sujet de cette étude. En effet les résultats ont montrés, que l'ajout de lait de chaux améliore les propriétés du sol et augmente sa résistance face à l'érosion.

L'ajout de lait de chaux abaisse la valeur de la densité maximale et décale la position de l'optimum vers des teneurs en eau plus importantes, l'effet maximal est atteint à une teneur de 6% de l'additif puis le phénomène inverse est enregistré pour des pourcentages plus importants.

## **Chapitre V - Stabilisation des Argiles Dispersives par l'Ajout de Lait de Chaux**

---

Le pourcentage de 6% de lait de chaux est un dosage de grande importance, puisqu'il représente la valeur optimale d'influence positive sur le caractère dispersif de sol :

- 1- Le passage d'un sol très dispersif de classe D4 à un sol non dispersif de classe D1 selon l'essai d'émiettement. Pour le sol étudié on a enregistré à ce seuil de 6%, malgré que l'ajout en excès ramène le sol à son état initial soit un caractère dispersif ;
- 2- L'effet le plus prépondérant sur l'indice de dispersion lors de l'essai de sédimentation en parallèle a été enregistré encore une autre fois à la valeur de 6%. L'indice de dispersion passe de 67% à 10%, Ce qui met en évidence l'intérêt pratique de l'ajout à un pourcentage bien précis dans l'amélioration des caractéristiques du sol notamment la diminution de la dispersion ;
- 3- Le passage d'un sol dispersif de classe D2 selon l'essai de trou d'épingle à un sol non dispersif de classe ND2 à partir d'un dosage de 4%.
- 4- La réduction de SAR selon l'analyse chimiques de l'eau des dissolutions de 32,55 à 12,65 soit de 257 %.

Selon l'essai de trou d'épingle, le sol traité à un dosage plus que 6% sera un sol très résistant à l'érosion interne mais face des petites charges hydrauliques uniquement (50 à 380 mm), alors qu'il perde sa résistance d'un seul coup à des charges plus importantes (1020 mm), cela signifie l'utilisation d'un dosage plus que 6% en pratique est un risque de formation d'une rupture brusque dans la digue et donc un effet néfaste sur la sécurité de l'ouvrage, Pour cela on propose d'utiliser un dosage de 5 % de lait de chaux.

## **6 CHAPITRE VI - INFLUENCE DES PARAMETRES PHYSICO-CHIMIQUES DES SOLS SUR LE CARACTERE DISPERSIF**

### **6.1 Introduction**

Les argiles dispersives sont des types particuliers dans lesquels leur fraction argileuse érode dans la présence de l'eau par le processus de défloculation. Chimiquement cette dernière se produit lorsque les forces de répulsion entre les particules dépassent les forces d'attraction.

L'érosion se produit lorsque la contrainte de cisaillement induit par l'écoulement de fluide est suffisamment grande pour provoquer le déclenchement de particules de sol à partir de la surface. La résistance à l'érosion est offerte par le poids du sédiment, les forces de gravité en cas des sols non-pulvérulents. Alors que dans un sol cohérent la structure du sol et l'interaction entre les particules et les fluides de l'érosion à est mis en jeu dans le phénomène d'érosion des sols. La quantité et le type d'argile, le PH, la matière organique, la température, la teneur en eau, la thixotropie, le type et la concentration des ions dans le pore et le fluide d'érosion sont les facteurs qui influent sur la contrainte de cisaillement critique nécessaire pour déclencher l'érosion (Umesh et al. , 2011).

Dans la pratique de la mécanique des sols, les corrélations entre les paramètres sont utilisées comme moyen de contrôle des résultats des essais en place et en laboratoire, et comme moyen de fabrication de valeurs complémentaires de certains

paramètres en fonction des autres. Ainsi pour estimer certaines propriétés des sols en fonction des caractéristiques qui ont été mesurées (Magnan, 1992).

Le but de ce chapitre est de déterminer les bonnes relations existantes entre les paramètres physico-chimiques des sols le caractère dispersif, ce dernier est représenté par l'indice de dispersion déterminé par l'essai de sédimentation en parallèle et le pourcentage de sodium (SP, SAR) déterminé par l'analyse chimique des eaux de dissolutions. Les sols utilisés dans cette étude proviennent de la région d'ouest de l'Algérie.

## **6.2 Principe de corrélation**

### **6.2.1 Corrélation et régression**

Deux techniques statistiques concernant la relation entre deux variables vont retenir notre attention ; il s'agit de la corrélation et de la régression. Généralement distinguées par les statisticiens, ces deux techniques s'avèrent quelques fois difficiles à bien différencier dans la pratique. Une façon simple de le faire est de considérer les objectifs du chercheur. S'il désire obtenir une statistique lui indiquant le degré de la relation entre deux variables, X et Y, on parlera de corrélation. S'il cherche davantage à prédire une variable Y en fonction d'une variable X, on utilisera alors le terme régression.

Très souvent, la démarche du chercheur consistera d'abord à développer l'équation permettant de prédire une variable Y en connaissant la variable X (régression), et à mesurer ensuite la force de la relation unissant ces deux variables (corrélation). Une façon simple de comprendre ces deux techniques consiste à les illustrer à l'aide de diagrammes de dispersion (*scatter diagrams*). La figure ci-dessous présente quatre exemples de ces diagrammes.

**Régression linéaire simple :** est une statistique qui caractérise l'existence ou l'absence d'une relation entre deux échantillons de valeurs prise sur un même groupe de sujets.

Régression linéaire multiple : est une analyse statistique qui décrit les variations d'une variable endogène associée aux variations de plusieurs variables exogènes.

## **6.2.2 Coefficient de corrélation**

Le coefficient de corrélation est un indice statistique qui exprime l'intensité et le sens (positif ou négatif) de la relation linéaire entre deux variables quantitatives. C'est une mesure de la liaison linéaire, c'est à dire de la capacité de prédire une variable x par une autre y à l'aide d'un modèle linéaire. Il permet de mesurer l'intensité de la liaison entre deux caractères quantitatifs. C'est donc un paramètre important dans l'analyse des régressions linéaires (simples ou multiples). En revanche, ce coefficient est nul ( $r = 0$ ) lorsqu'il n'y a pas de relation linéaire entre les variables (ce qui n'exclut pas l'existence d'une relation autre que linéaire). Par ailleurs, le coefficient est de signe positif si la relation est positive (directe, croissante) et de signe négatif si la relation est négative (inverse, décroissante).

Ce coefficient varie entre -1 et +1 ; l'intensité de la relation linéaire sera donc d'autant plus forte que la valeur du coefficient est proche de +1 ou de - 1, et d'autant plus faible qu'elle est proche de 0.

- ✓ une valeur proche de +1 montre une forte liaison entre les deux caractères. La relation linéaire est ici croissante (c'est-à-dire que les variables varient dans le même sens);
- ✓ une valeur proche de -1 montre également une forte liaison mais la relation linéaire entre les deux caractères est décroissante (les variables varient dans le sens contraire);
- ✓ une valeur proche de 0 montre une absence de relation linéaire entre les deux caractères.

Le coefficient de corrélation simple se calcule comme suit :

$$r = \frac{Cov(X_1, X_2)}{\sqrt{Var(X_1).Var(X_2)}} \quad (6.1)$$

Avec :

Var(x) : est La variance, elle même calculée par la formule :

$$VarX = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2 \quad (6.2)$$

Cov( $X_1, X_2$ ) La covariance considère les variations communes des deux variables selon la formule :

$$CovXY = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x}) \cdot (y_i - \bar{y}) \quad (6.3)$$

où :

N, nombre d'individus

$x_i$ , valeur de la variable x pour l'individu i

$\bar{x}$ , moyenne arithmétique de la variable x

L'indice de corrélation multiple (pour plus de deux variables) est représenté par un  $R$  majuscule, l'indice  $R$  va de plus -1 à 1. Pour éviter les confusions, on utilise les indices tel :  $R_{Z,XY}$  pour indiquer que l'on cherche à prédire Z à partir des valeurs simultanée de X et Y.

De la même façon,  $R_{Z,XY}$  indique le pourcentage de la variance de Z expliqué par X et Y

$$R_{Z,XY} = \sqrt{\frac{r_{XZ}^2 + r_{YZ}^2 - 2r_{XY}r_{XZ}r_{YZ}}{1 - r_{XY}^2}} \quad (6.4)$$

Avec

$$r_{XY} = \frac{Cov(X,Y)}{\sqrt{Var(X).Var(Y)}}, r_{XZ} = \frac{Cov(X,Z)}{\sqrt{Var(X).Var(Z)}}, r_{YZ} = \frac{Cov(Y,Z)}{\sqrt{Var(Y).Var(Z)}} \quad (6.5)$$

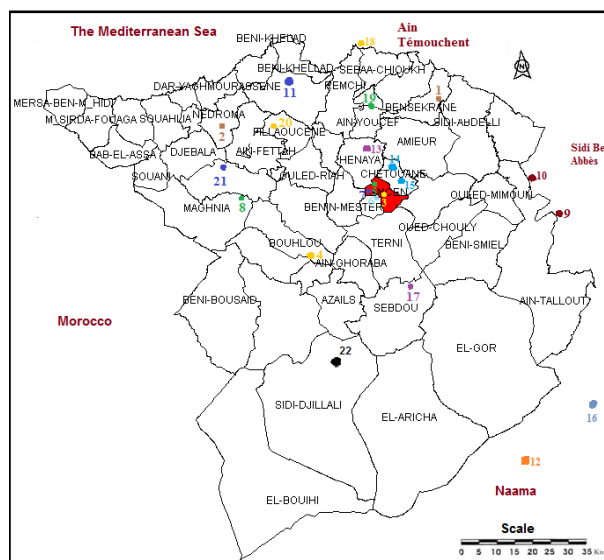
## **6.3 Compagne d'essais**

### **6.3.1 Localisation des matériaux et étude géotechnique**

Les échantillons de sols utilisés dans cette étude proviennent de l'ouest de l'Algérie. Le choix de ces sols est lié essentiellement à leurs disponibilités, utilité dans des ouvrages hydrauliques ou dans les remblais routiers qui sont en exploitation actuellement. La carte présentée sur la figure 6.1 montre la localisation des sols étudiés.

Les essais d'identification physico-chimiques et mécanique ont été effectués au sein de laboratoire de géotechnique de la faculté de technologie de l'université de Tlemcen pour certain sols et pour les autres l'étude géotechnique était faite au laboratoire LTPO (laboratoire de travaux publics d'ouest) unité de Tlemcen. Les résultats sont rassemblés dans le tableau 6.1.

## CHAPITRE VI - INFLUENCE DES PARAMETRES PHYSICO-CHIMIQUES DES SOLS SUR LE CARACTERE DISPERSIF



**Figure 6.1 :** Localisation des sols utilisés dans cette étude.

**Tableau 6.1 :** Propriétés géotechniques des sols étudiés

Sol N°	Fine (%)	Argile (%)	WI (%)	Wp (%)	Ip (%)	Activité	Vbs (cm <sup>3</sup> )	S.S.T (m <sup>2</sup> /g)	CaCo3 (%)
1	91,60	62	51,83	27,10	24,73	0,399	7,60	159,60	2,04
2	97	57	71	26	35	0,614	7,20	151,20	13
3	96,50	61	65,12	33,85	31,27	0,513	9,70	203,70	13,40
4	96	53	61	23	28	0,528	6,50	136,50	34
5	98,80	56	66,20	30,	36,20	0,646	9,00	189,00	16,45
6	95,96	61	65,12	30,85	35,55	0,583	9,40	197,40	13,84
7	98	63	58,00	25,00	33,00	0,524	7,90	165,90	17,00
8	95,10	66,5	68,45	26,41	42,04	0,632	8,00	168,00	2,47
9	77	43	46	22	24	0,558	5,30	111,30	20
10	71	38	44	22	22	0,579	6,50	136,50	20
11	92,50	57	69,8	26,46	43,34	0,760	11,40	239,40	3,18
12	56	31	43	22	21	0,677	4,80	100,80	6
13	81	33	35	17	18	0,545	4,40	92,40	31
14	48	20	29	16	13	0,650	4,50	94,50	-
15	57	27	29	14	15	0,556	3,80	79,80	-
16	62	41	35	20	19	0,463	10,6	222,60	14
17	50	15	29	24	5	0,333	4,00	84,00	15
18	52	18	23	13	10	0,556	4,20	88,20	-
19	71	41	39	18	21	0,512	10,2	214,20	24
20	68	39	40	19	21	0,538	9,5	199,50	9
21	97	68	103,4	48,06	55,34	0,814	26,5	556,5	-
22	88	38	31	18	13	0,342	4,50	94,50	7

### **6.3.2 Caractérisation de la dispersion des échantillons**

Les essais utilisés dans cette analyse sont les essais quantitatifs uniquement : L'essai de sédimentation en parallèle et l'analyse chimique des eaux de desolutions. Les autres essais (Crumb test, Pinhole test) sont des essais qualitatifs et donc non utiles pour faire une analyse de corrélation.

#### **6.3.2.1 Essai de sédimentation en parallèle**

L'essai consiste à établir la granulométrie de l'argile selon la procédure ASTM de deux manières différentes.

**Tableau 6.2 : Indice de dispersion des sols étudiés**

Sol N°	< 5 $\mu\text{m}$ (standard test) (%)	< 5 $\mu\text{m}$ (sans agitation) (%)	Indice de dispersion (%)
1	83,39	17,92	21,49
2	73,32	23,71	32,33
3	83,679	31,25	37,35
4	71,76	21,76	30,32
5	79,22	33,79	42,66
6	80,98	32,67	40,35
7	80,28	36,50	45,47
8	70,52	18,47	26,20
9	62,49	17,02	27,24
10	61,98	14,66	23,65
11	81,79	54,83	67,04
12	52,28	21,27	40,67
13	54,65	14,66	26,82
14	36,40	11,76	32,30
15	39,72	9,98	25,12
16	54,83	15,47	28,21
17	22,55	3,35	14,83
18	20,89	11,36	54,38
19	38,21	12,68	33,19
20	39,13	12,22	31,24
21	84,55	55,00	62,69
22	45,08	9,79	21,73

## CHAPITRE VI - INFLUENCE DES PARAMETRES PHYSICO-CHIMIQUES DES SOLS SUR LE CARACTERE DISPERSIF

La première est effectuée en utilisant un essai standard, dans laquelle l'échantillon d'argile est dispersé à l'aide d'un agent chimique (hexamétaphosphate de sodium) et par l'agitation mécanique. La deuxième manière est effectuée sans agent dispersant et sans agitation mécanique. La différence entre les deux granulométries montre la tendance de l'argile testée à la dispersion (en détail chapitre 1).

Les résultats des essais sont présentés en tableau 6.2, les courbes de sédimentation en parallèle sont présentées en annexe C.

### 6.3.2.2 Analyse chimique des eaux de solutions

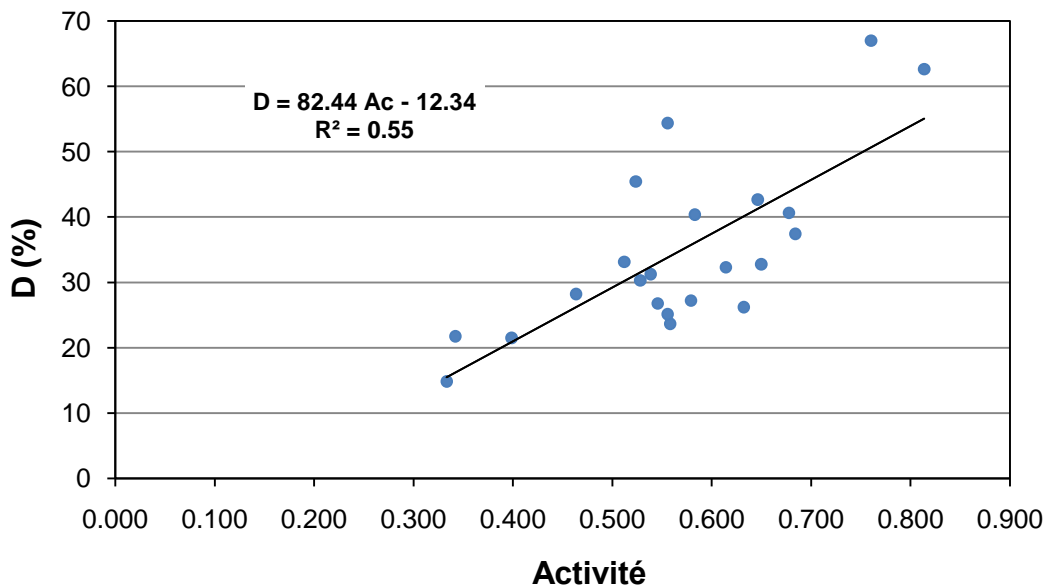
**Tableau 6.3** : Résultats des analyses chimiques

Son N°	TDS (mEq)	SAR	SP (%)
1	3,94	1,57	38,48
2	4,29	1,41	37,65
3	6,28	3,75	63,26
4	4,35	1,41	37,30
5	9,98	8,32	80,74
6	6,93	4,17	64,54
7	3,79	2,35	55,04
8	19,20	4,11	47,10
9	3,82	1,87	47,71
10	3,09	2,14	55,70
11	17,86	32,55	96,37
12	4,56	1,73	41,87
13	3,61	1,22	35,78
14	3,39	1,39	40,38
15	3,18	1,21	37,49
16	5,41	4,85	73,16
17	3,58	1,01	30,85
18	3,39	1,04	37,29
19	5,19	4,58	72,05
20	4,88	4,02	69,48
21	9,29	48,78	98,33
22	5,33	1,53	36,19

## 6.4 Application des corrélations simples

### 6.4.1 Relation entre l'indice de dispersion et l'activité de sol

La figure 6.2 montre la relation entre l'indice de dispersion et l'activité des différents sols étudiés, la droite de régression obtenue sur ces données correspond à une valeur moyenne de coefficient de corrélation (0,55). Alors que du point de vue de dispersion, les sols dispersifs ont une activité plus importante.

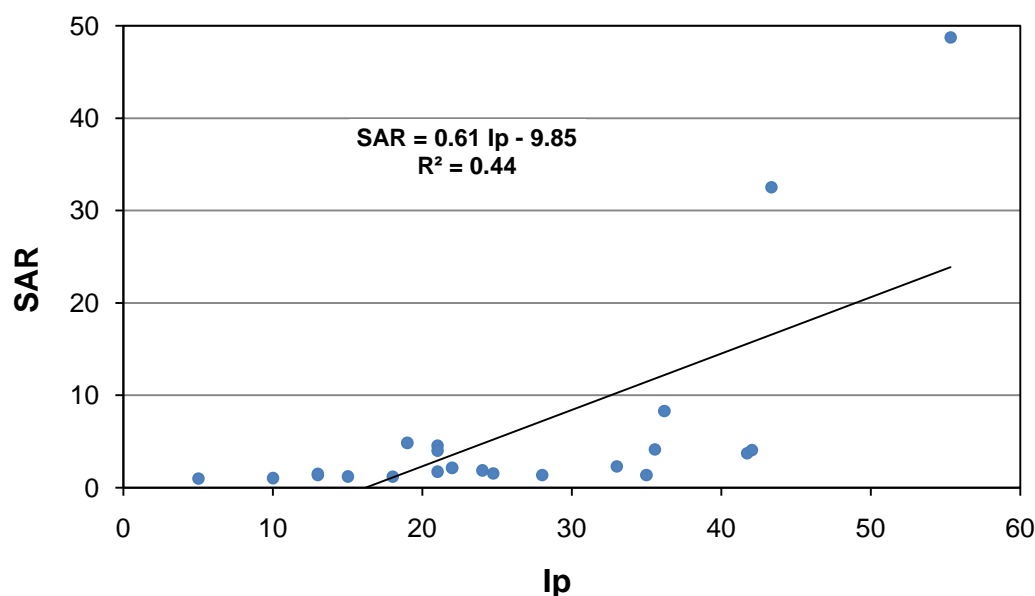


**Figure 6.2 :** Relation entre l'indice de dispersion et l'activité.

### 6.4.2 Relation entre le SAP et l'indice de plasticité

La figure 6.3 présente la relation existante entre les résultats des analyses chimiques (Rapport d'absorption de sodium) et l'indice de plasticité des sols testés, cette fois le coefficient de corrélation est moins élevé. On remarque que les sols qui ont un indice de plasticité important ont un SAR très élevé, c'est-à-dire que ce sont des argiles plus dispersives.

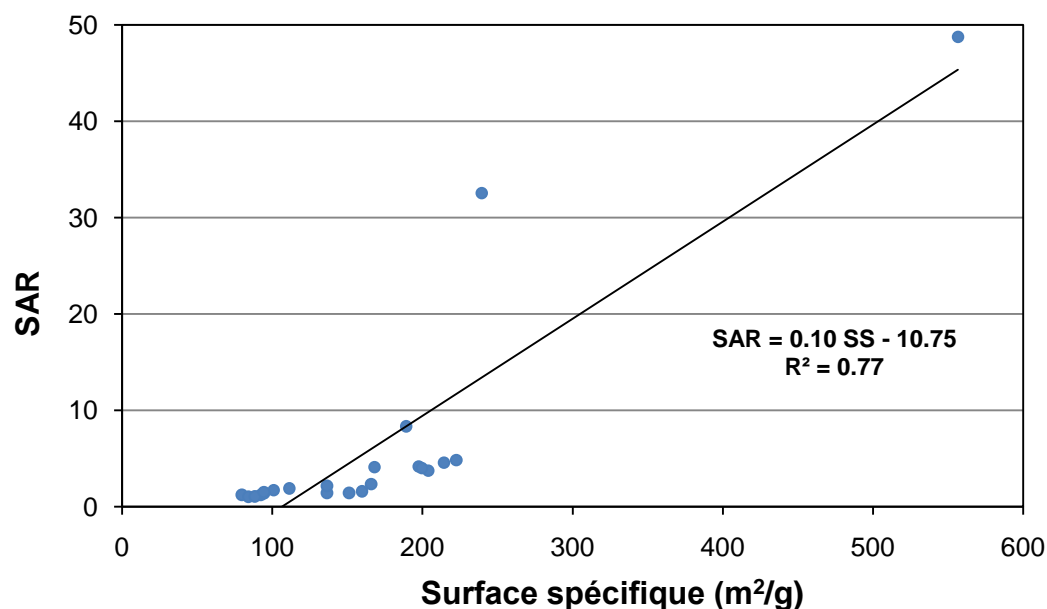




**Figure 6.3 :** Relation entre le SAR et l'indice de plasticité.

### 6.4.3 Relation entre le SAP et la surface spécifique

La figure 6.4 présente la droite de régression entre le rapport d'absorption de sodium et la surface spécifique des sols étudiés, cette fois le coefficient de corrélation est plus élevé (0,77), les points sont un peu dispersés, et donc on dit que les sols dispersifs qui ont un SAR important ont une grande surface spécifique.



**Figure 6.4 :** Relation entre le SAR et la surface spécifique

#### 6.4.4 Relation entre le pourcentage de sodium et l'indice de plasticité

La figure 6.5 présente la relation existant entre les résultats des analyses chimiques (pourcentage de sodium) et l'indice de plasticité des sols testés, cette fois aussi, le coefficient de corrélation est moins élevé. On remarque que les sols qui ont un indice de plasticité important ont un pourcentage de sodium très élevé, c'est-à-dire que ce sont des argiles plus dispersives.

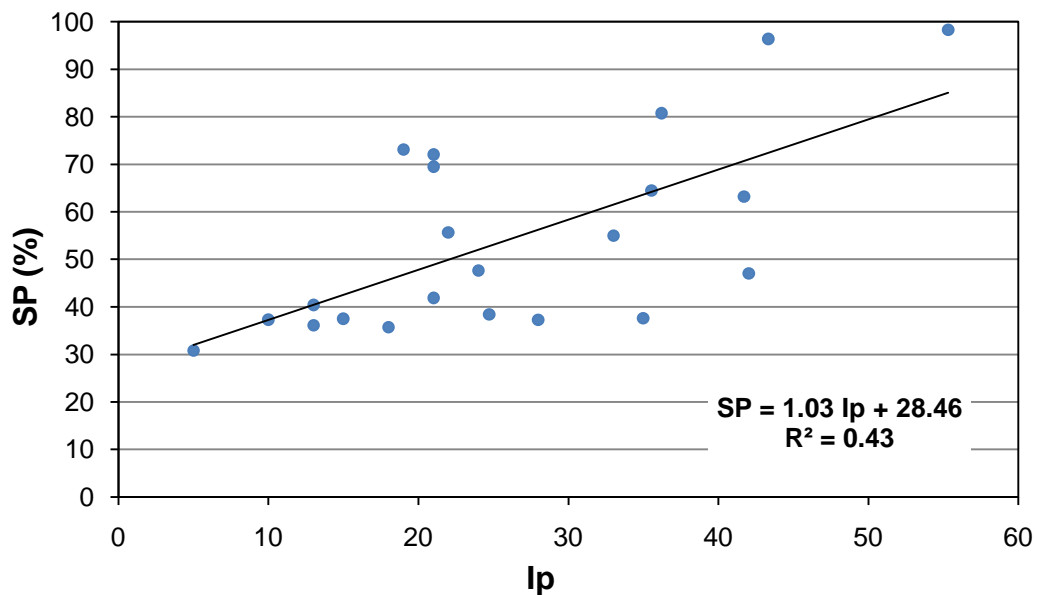
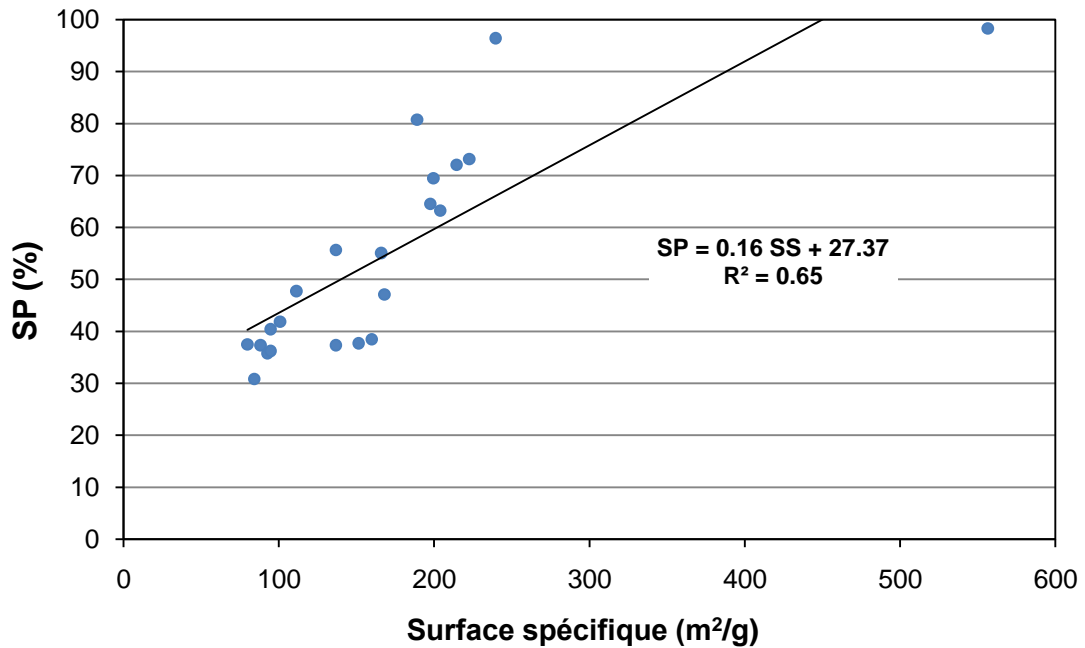


Figure 6.5 : Relation entre le SP et l'indice de plasticité

#### 6.4.5 Relation entre le pourcentage de sodium et la surface spécifique

La figure 6.6 présente la droite de régression entre le pourcentage de sodium et la surface spécifique des sols étudiés, cette fois le coefficient de corrélation est plus élevé (0,65), les points sont un peu dispersés et la relation est peut être considérée quasi-fiable. Mais cela ne permet pas de dire que les sols dispersifs qui ont une forte teneur en sodium ont une grande surface spécifique.



*Figure 6.6 : Relation entre le SP et la surface spécifique*

## 6.5 Conclusion

Les paramètres physico-chimiques ont une influence importante sur le caractère dispersif des sols fins, l'intensité de cette influence est différente d'un paramètre à un autre. Ainsi cette influence n'est pas équivalente d'un essai de dispersion à l'autre.

L'indice de dispersion est influencé par l'activité de sol (les sols les plus actifs sont des sols dispersifs), cela est logique, car l'activité dépend de la fraction des fines et de l'indice de plasticité.

Le pourcentage de sodium et l'apport d'absorption de sodium sont très sensibles à la surface spécifique de sol, cette sensibilité augmente avec les indices de plasticité les plus élevés.

Il est évident que les sols dispersifs sont caractérisés par une grande teneur en fines.

L'exploitation de ces résultats montre clairement l'étroite relation entre les paramètres évoqués dans cette étude et le caractère dispersif de ces derniers.

## CONCLUSION GENERALE

Les barrages présentent des enjeux socio-économiques sur le plan de sécurité publique, car leur rupture aurait des conséquences catastrophiques, en raison de l'importance des coûts et des travaux de maintien en état. En conséquence, les fonctions attendues des barrages, stabilité structurelle et étanchéité, doivent être contrôlées pour assurer leur performance.

Pour les barrages en remblai, le problème principal de sécurité est d'identifier l'érosion interne à un stade précoce, les méthodes de suivre les infiltrations et de détection de l'érosion interne ont d'une grande utilité pour l'évaluation de la sécurité. notre thèse se veut dans ce sens.

La raison évidente pour laquelle l'érosion interne est difficile à détecter, c'est qu'elle se manifeste et évolue à l'intérieur du corps de barrage ou sa fondation, et le processus peut être bien progressé sans l'apparition d'un indice ou indicateur pour l'ingénieur dans l'environnement du barrage. Le premier signe qui se présente à l'extérieur peut être l'existence pour des grands débits d'infiltration, une fuite observable, visuellement localisée au pied aval ou une turbidité élevée de l'eau d'infiltration. De tels événements peuvent être détectés par les méthodes de surveillance classiques à de nombreux barrages, malheureusement, dans de nombreux cas les systèmes de surveillance ne peuvent pas identifier le processus.

L'étude bibliographique nous a fourni des pistes pour une meilleure compréhension physique des caractéristiques du phénomène d'érosion externe et interne, de dispersion du sol et la relation qui existe entre ces phénomènes. Nous avons détaillé les différentes méthodologies d'essai expérimentales pour la caractérisation des phénomènes d'érosion et de dispersion. L'érosion interne peut être d'origine mécanique (détachement par forces d'entraînement), ou physico-chimique (dispersion). Elle englobe différents types d'actions: boulangerie, débouillage, suffusion,

érosion régressive,.... Elles peuvent avoir lieu au même endroit et en même temps, ce qui rend leur distinction difficile. D'autre part, les mécanismes mis en jeu lors du processus diffèrent selon le type de sol et de fluide d'érosion.

Pour étudier l'érosion externe, nous avons utilisé l'essai d'Erodimètre à Jet Mobile pour caractériser la sensibilité des sols à l'érosion par la mesure de la masse érodée de sol sous la pression d'injection d'eau. Les essais ont été effectués sur deux ouvrages expérimentaux réalisés au Centre d'Etudes et de Recherches de Rouen, dont l'une avec un sol naturel et l'autre avec le même sol traité à la chaux. Cette partie a été réalisée lors de mon stage à l'IFSTTAR.

Pour l'érosion interne, nous avons utilisé l'essai d'érosion de trou sur des échantillons intacts ou peu remaniés pour la caractérisation de la sensibilité des sols naturels à l'érosion, dont le but est de tracer une loi d'érosion pour chaque échantillon. Les essais effectués sur la Canal du Nord montrent deux comportements différents entre le sol prélevé de la partie haute (non saturée) et celui prélevé de la partie basse (saturée) de la digue avec une sensibilité à l'érosion beaucoup plus importante dans la partie basse. L'étude de la sensibilité à l'érosion des deux ouvrages expérimentaux de CER Rouen a été menée afin de caractériser et de comparer leurs comportements. Le sol naturel montre une fragilité de sol face à l'érosion. Par contre dans l'ouvrage traité, aucun déclenchement d'érosion n'était enregistré.

Pour étudier la dispersion, nous avons appliqué les essais classiques sur des sols argileux dont le but est de caractériser leur degré de dispersion. Ces derniers montrent des comportements différents, ce qui nous a laissé penser sur l'existence des relations entre les paramètres physico-chimiques et le caractère dispersif des sols. Un nombre limité des sols testés a fait l'objet d'une étude de corrélation simple. Malgré les résultats encourageants ( $R^2$  élevé), cette partie nécessite encore une amélioration dans le sens d'enrichir la base de données.

Pour la stabilité des sols dispersifs ; nous avons utilisé ainsi le lait de chaux comme additif pour l'amélioration des caractéristiques d'un sol dispersif. L'avantage d'utiliser cet additif est qu'il est facile à mettre en œuvre sur le terrain et il répond positivement et simultanément pour les ouvrages nouveaux que pour les anciens ouvrages. L'étude expérimentale au laboratoire montre clairement que l'ajout d'un petit pourcentage de lait de chaux augmente sensiblement la résistance du sol et diminue significativement le caractère dispersif de ce dernier. Cette conclusion est pleinement justifiée par le planning expérimental des essais classiques de dispersion réalisés : essai d'émiettement, essai de trou d'épingle, essai de sédimentation en parallèles et l'analyse chimique des eaux de dissolution.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**Al-Rawas A A and Goosen M F A.** (2006) « Expansive Soils, recent advances in characterization and treatment » Taylor & Francis Group, London, UK, 540 p.

**Alem A, Alhaddad S, Benamar A et Wang H.** (2010) « Migration de particules dans un milieu poreux : érosion interne » 28<sup>èmes</sup> Rencontres Universitaires de Génie Civil, France, 8 p

**Anon.** (1999) « Effects of sodicity and salinity on soil structure » SOILpak for dryland farmers on the red soil of Central Western NSW, NSW Dept. Primary Industry. 62 p.

**Azzouz F Z.** (2006) « Contribution a l'etude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la region de tlemcen » Thèse de Magister. Université Abou-bekr Belkaid Tlemcen, Algérie, 267 p.

**Beck Y L.** (2008) « Évaluation de l'état hydrique d'un sol fin par méthodes électriques et électromagnétiques : application géotechnique » Thèse de doctorat, École Centrale de Nantes, France, 322 p.

**Bekkouche A.** (1987) « Sécurité des grands barrages en terre. Approche probabiliste des problèmes d'écoulement liés aux reconnaissances et contrôles » Thèse de doctorat. Ecole centrale de Paris, France, 370p.

**Belarbi A, Zadjouli A and Bekkouche A.** (2012) « Use of milk of lime for dispersive soil treatment in the region of Tlemcen in Algeria » International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering, Vol 2 Issue 2, Pp. 281-286.

**Bell F G.** (1996) « Lime stabilization of clay minerals and soils » Journal of Engineering Geology, Vol 42, pp 223-237.

**Bendahmane F.** (2005) « Influence des interactions mécaniques eau-sol sur l'érosion interne » Thèse de Doctorat, Université de Nantes, France, p 153.

**Bhuvaneshwari S, Soundra B, Robinson R G and Gandhi S R.** (2007) « Stabilization and Microstructural Modification of Dispersive Clayey Soils » First International Conference on Soil and Rock Engineering, Srilankan Geotechnical Society, Columbo, Srilanka.

**Blais J R.** (2005) « Typologie de l'érosion interne et érosion interne des digues fluviales » Courte revue bibliographique, Colloque technique sur la sécurité des digues fluviales et de navigation, Orléans, France, pp 65-70.

**Bureau of Reclamation** (1998) « Earth Manual » Third Edition, U.S. Department of the Interior, Denver, USA, 348 p.

**Cabane N.** (2004) « Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques: contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation ». Thèse de doctorat. Ecole nationale supérieure des mines de Saint-Etienne, France, 189 p.

**Cunat P.** (2012) « Détection et évaluation des fuites à travers les ouvrages hydrauliques en remblai, par analyse de températures réparties, mesurées par fibre optique » Thèse de doctorat, Université de Grenoble, France, 205 p.

**Cyganiewicz J.** (2001) « Estimating Risk of Internal Erosion and Material Transport Failure Modes for Embankment Dams » U.S. Bureau of Reclamation Technical Service Center Denver, USA, 37 p.

**Das B M.** (2010) « Principales of geotechnical engineering » seventh edition. Cengage learning, USA, 683 p.

**Degoute G.** (1997) « Petits barrages : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi » Edition Cemagref, France, 183 p.

**Degoute G et Royet P.** (2009) « Aide mémoire de mécanique des sols » Université ParisTech, France, 96 p.

**Decker R S and Dunnigan L P.** (1977) « Development and Use of the SCS Dispersion,Test » Dispersive Clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Engineering Projects. Sherard J L and Decker R S. ASTM STP, 623, pp 94-109.

**Fargier Y.** (2011) « Développement de l'Imagerie de Résistivité Électrique pour la reconnaissance et la surveillance des Ouvrages Hydrauliques en Terre » Thèse de doctorat, École Centrale De Nantes, France, 274 p.

**Fell R, Macgregor P and Stapledon D.** (1992) « Geotechnical engineering of embankment dams » A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 675 p.

**Fell R, Wan C F, Cyganiewicz J and Foster M.** (2001) « The time for development and detectability of internal erosion and piping in embankment dams and their foundations » UNICIV report No. R-399, University of New South Wales, Sydney, Australia, 43 p.

**Fell R, MacGregor P, Stapledon D and Bell G.** (2005) « Geotechnical engineering of dams » Taylor & Francis Group plc, London, UK, 912 p.

**Forrest T G.** (1980) « Engineering and design - Laboratory soils testing, Appendix XIII: Pinhole erosion test for identification of dispersive clays » Department of Tee Army, Washington, U.S.A, 407 p.

**Godone D and Stanchi S.** (2011) « Soil Erosion Studies » Published by InTech. ISBN 978-953-307-710-9, Hard cover, Croatia, 332 p.

**Haghighi I.** (2012) « Caractérisation des phénomènes d'érosion et de dispersion : développement d'essais et applications pratiques » Thèse de doctorat, Université Paris-Est, France, 181 p.

**Hénensal P.** (1983) « Recherches qui pourraient être entreprises en génie civil dans le domaine de l'érosion et de l'érodabilité hydrique des sols », Rapport interne, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France, 21 p.

**Hénensal P, Millon Devigne P et Duchatel F.** (1987) L'érodimètre LCPC, Rapport interne, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France, 21 p

**Hénensal P, Millon Devigne P et Duchatel F.** (1985) « Première étude de faisabilité d'un érodimètre », Rapport interne, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France, 15 p.

**Hénensal P et Duchatel F.** (1990), « L'érodimètre à jets mobiles » Bulletin de liaison Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France, pp. 47-52.

**Holmgren G G S and Flanagan C P.** (1977) « Factors Affecting Spontaneous Dispersion of Soil Materials as Evidenced by the Crumb Test » Dispersive Clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects. Sherard J L and Decker R S. ASTM STP, 623, pp 218-239.

**Holtz R et Kovacs W.** (1991) « Introduction à la géotechnique » Traduit par Lafleur J. Edition de l'école Polytechnique de Montréal, Québec, Canada, 807 p.

**Indraratna B.** (1996) « Utilization of lime, slag and fly improvement of a colluvial soil in New South Wales, Australia » Geotechnical and Geological Engineering, 14, pp 169-191.

**Johansson S.** (1997) « Seepage Monitoring in Embankment Dams » Thèse de doctorat, Université de Stockholm, 62 p.

**Kleppe and al.** (1976) « Failure of Teton dam » Report to U. S. Department Of The Interior And State Of Idaho, USA, 664 p.

**Knodel P C.** (1991) « Characteristics and problems of dispersive clay soils » Technical Report, United States Departement of the Interior, Colorado, USA, 24 p.

**Lautrin D.** (2003) « Vieillissement et réhabilitation des petits barrages en terre » Edition Cemagref, France, 239 p.

**Lencastre A.** (1996) « Hydraulique générale » Editions Eyrolles, France, 633 p.

**Lepluart L.** (2002) « Nanocomposites Epoxyde/amine/montmorillonite : Rôle des interactions sur la formation, la morphologie aux différents niveaux d'échelle et les propriétés mécaniques des réseaux » Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de Lyon, France, 205 p.

**Long R P and Demars K R.** (2004) « Feasibility Study of an Erosion Control Laboratory in New England » Technical Report, Connecticut University, Storrs, 61 p.

**Magnan J P.** (1993) « Corrélations entre les propriétés des sols » Série Techniques de l'Ingénieur, C219, 10 p.

**Mantho A T.** (2005) « Echanges sol-atmosphère. Application a la sécheresse » Thèse de doctorat. Ecole Nationale des Ponts et chaussées, France, 262 p.

**Marche C.** (2008) « Barrages, crues de rupture et protection civile » Presses internationales Polytechnique, France, 2<sup>ème</sup> édition. 26 p.

**Massiéra M, Szostak-Chrzanowski A, Bazanowski M, Withaker C et Vautour J.** (2008) « Analyse des déformations de grands barrages en remblai pendant le remplissage et l'opération du réservoir » Congrès annuel de la SCGC, Québec, Canada.

**Mattsson H, Hellström J G I and Lundström T S.** (2008) « On internal erosion in embankment dams » Luleå University of Technology, Sweden, 70 p.

**Mériaux P, Royet P et Folton C.** (2004) « Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations » Guide pratique à l'usage des gestionnaires, Cemagref Éditions, Paris.

**McElroy C H** (1987) « Using Hydrated Lime to Control Erosion of Dispersive Clays » Lime for Environmental Uses. Gutschich K G. ASTM STP 931, pp 100-114.

**Nelson E H.** (1991) « Dispersive Clays » U.S. Department Of Agriculture, Soil Conservation Service, Washington, USA, 32 p.

**Ouhadi V R and Goodarzi A R.** (2006) « Assessment of the stability of a dispersive soil treated by alum » Engineering Geology 85, pp 91-101.

**Pansu M and Gautheyrou J.** (2006) « Handbook of Soil Analysis, Mineralogical, Organic and Inorganic Methods » Springer-Verlag, France, 995 p.

**Pham T L.** (2008) « Erosion et dispersion des sols argileux par un fluide » Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France, 232 p.

**Poupart M et Royet P.** (2001) « La surveillance des barrages » Colloque technique, Aix-en-Provence, Comité français des Grandes Barrage, France, 47 p.

**Reiffsteck P, Leonard C, Vargas R et Pailha S.** (2006) « Étude Comparative d'essais d'érosion Interne » Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur - JNGG' Lyon, France, pp 89-96.

**Rosquoët F, Bendahmane F, Marot D and Alexis A.** (2005) « Caractérisation expérimentale des phénomènes d'érosion interne sur des échantillons sablo-argileux » 23<sup>ème</sup> Rencontres Universitaires de Génie Civil, Grenoble, France, 8 p.

**Sanchez R L, Strutynsky A I and Silver M L.** (1983) « Evaluation of the erosion potential of embankment core materials using laboratory triaxial erosion test procedure » Technical Report GL-83-4, U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss, 339 p.

**Sedik R.** (2011) « °caractérisation de la perméabilité des matériaux a l'écrasement » Memoire de magister. Université de Tizi-Ouzou, Algerie, 182 p

**Sherard J L and Decker R S.** (1977) « Dispersive clays, related piping, and erosion in geotechnical projects » American society for testing and materials, USA, 495 p.

**Schneider S.** (2006) « Estimation des paramètres hydrodynamiques des sols a partir d'une inversion jointe de données d'infiltration et de résistivité électrique » Thèse de doctorat, Unité de Science du sol Thiverval-Grignon, 144 p.

**Sjödahl P.** (2006) « Resistivity investigation and monitoring for detection of internal erosion and anomalous seepage in embankment dams » Thèse de doctorat, Lund University, Sweden, 96 p.

**Tarog I.** (2000) « Perméabilité et érosion interne des mélanges sable - argile, contribution théorique et expérimental » Thèse de doctorat. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France, 298 p.

**Tchoumkam L A N.** (2010) « Détection de fuite dans les barrages en remblai par la méthode de polarisation spontanée et par tomographie électrique » Thèse de doctorat, Université De Montréal, 116 p.

**Umesha T S, Dinesh S V and Sivapullaiah P V.** (2009) « Control of dispersivity of soil using lime and cement » International Journal of Geology, Volume 3, Issue 1, pp 8-16.

**Umesha T S, Dinesh S V and Sivapullaiah P V.** (2011) « Characterization of Dispersive Soils » Materials Sciences and Applications, 2, pp 629-633.

**Vanicek I and Vanicek M.** (2008) « Earth structures, in transport, water and environmental engineering » Springer, Czech Republic, 636 p.  
**Vyas S, Phougat N, Sharma P and Ratnam M.** (2011) « Stabilization of Dispersive Soil by Blending Polymers » International Journal of Earth Sciences and Engineering, Volume 04, pp 52-54.

**Wan C F and Fell R.** (2004) « Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams » Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Volume 130, No. 4, pp 373-380.

**Zadjaoui A.** (2009) « Etude de transfert hydrique dans les sols non saturés : Echange sol-atmosphère » Thèse de doctorat. Université Abou-bekr Belkaid Tlemcen, Algérie, 355p.

**Zorluer I, Icaga Y, Yurtcu S and Tosun H.** (2010) « Application of a fuzzy rule-based method for the determination of clay dispersibility », Geoderma journal, 160, pp 189–196.

## Normes

**AFNOR NFP 94-051.** (Novembre 1995) « Sols : Reconnaissance et essais, Détermination des limites d'Atterberg : Limite de liquidité à la coupelle – Limite de plasticité au rouleau » 15 p.

**AFNOR XFP 94-041.** (Décembre 1995) « Sols : Reconnaissance et essais, Identification granulométrique : Méthode par tamisage par voie humide » 12 p.

**AFNOR NFP 94-057.** (Mai 1992) « Sol : Reconnaissance et essais, Analyse granulométrique des sols : Méthode par sédimentation » 20 p.

**AFNOR NFP 94-068.** (Octobre 1998) « Sols : Reconnaissance et essais, Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériaux rocheux par l'essai à tache » 8 p.

**AFNOR NFP 94-054.** (Octobre 1991) « Sols : Reconnaissance et essais, Détermination de la masse volumique des particules solides des sols : méthode du pycnomètre à eau » 8 p.

**AFNOR NFP 94-048.** (Octobre 1996) « Sols : Reconnaissance et essais, Détermination de la teneur en carbonate : méthode du calcimètre » 11 p.

**AFNOR NFP 94-093.** (Octobre 1999) « Sols : Reconnaissance et essais, Détermination des références de compactage d'un matériau, Essai Proctor normal » 20 p.

**ASTM D 422.** (1963) (Reapproved 2002) « Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils » 8 p.

**ASTM D 4221.** (1999), « Standard Test Method for Dispersive Characteristics of Clay Soil by Double Hydrometer » 3 p.

**ASTM D 4647.** (2006) « Standard Test Method for Identification and Classification of Dispersive Clay Soils by the Pinhole Test » 11 p.

**ASTM D 6572.** (2006) « Standard Test Method for Determining Dispersive Characteristics of Clayey Soil by the Crumb Test » 4 p.

## Site d'internet

<http://www.icold-cigb.org/>

<http://www.geoengineer.org/gallery/Earthfill+-+Rockfill+Dams/Tunbridge+Dam/>

(page consultée le 14/07/2012)

<http://www.centre.developpement-durable.gouv.fr/les-levees-digues-de-la-loire-a92.html>

## **ANNEXES**

## **ANNEXE A**

### **Fiche des essais d'Erodomètre à Jet Mobile**

Essai sur la digue en sol non-traité

ESSAI 1

Caractéristiques

lieu :	CER Rouen (digue traité)	angle (°) :	sol	28	fluide :	eau du site
date :	26/10/11		trousse	28	débit :	2000 mL/min
heure :	15h00	remarques: Essai arrêté 1 min12			T (sol)	15.3 °C
					T (air)	16

Profondeurs

			36.6			
			36.3			
38.9	35.8	40.0	39.0			
Profondeurs initiales (mm)			40.2	40.1	41.5	40.3
			42.5			
			42.6			
			38.0			
			80.3			
39.7	65.0	124.0	119.6			
Profondeurs finales (mm)			109.3	107.2	89.9	40.0
			62.5			
			38.8			

Interprétations

HB: hors bords

(mm)	moy.	éc. type
p_déb	39.5	2.2
p_débB	39.6	2.2
p_débHB	39.4	2.2
p_fin	76.2	31.9
p_finB	39.1	0.8
p_finHB	94.7	22.3

éros	36.7	31.9
éros B	-0.5	2.2
érosHB	55.3	22.3

Masses érodées

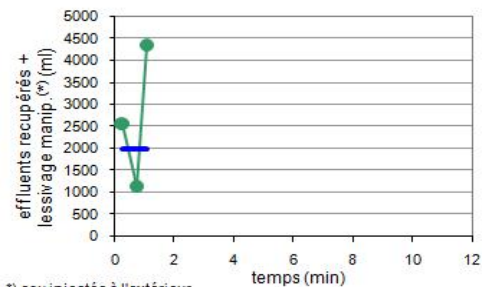
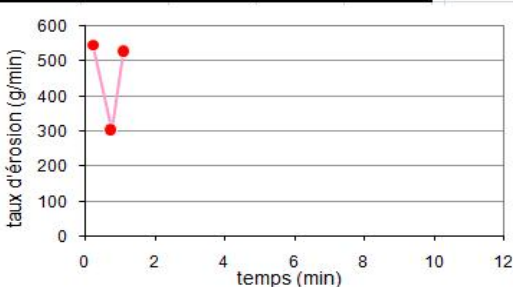
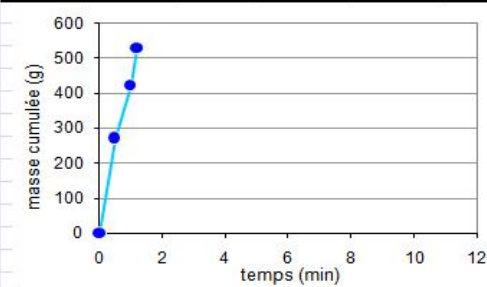
Interprétations

tps (min)	masse brute	masse (g)	effluent(lit)	Rendement	tps (min)	cumul (g)	tps (min)	tx (g/min)
0.0	0	0	-		0.0	0.00		
0.5	12.23	283.81	271.58	0.25	0.5	271.58	0.25	543.16
1.0	11.96	163.10	151.14	0.75	1.0	422.72	0.75	302.28
1.2	12.66	118.00	105.34	1.1	1.2	528.06	1.10	526.70

Photo(s) initiale(s)



Photo(s) finale(s)



\*) eau injectée à l'extérieur

## Essai sur la digue en sol non-traité

### ESSAI 2

#### Caractéristiques

lieu :	CER Rouen (digue non-traité)	angle (°) :	sol	27	fluide :	eau du site
date :	26/10/11		trousse	26	débit :	2000 mL/min
heure :	17h05	remarques :	pb 1 min, 1min30, 4min, 4min30			T (sol) 13.6 °C
						T (air) 15.2

#### Profondeurs

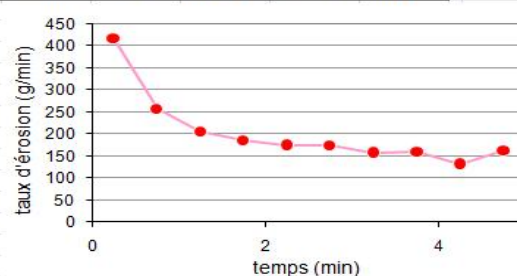
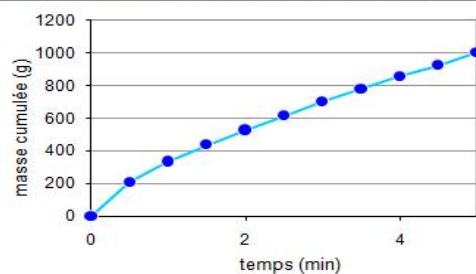
			39.0		
			37.9		
38.7	38.0	38.1	38.3		
<b>Profondeurs initiales (mm)</b>					
			39.4	41.1	34.8
			39.8		
			40.0		
			42.7		
			40.0		
			64.4		
38.4	104.9	101.6	61.9		
<b>Profondeurs finales (mm)</b>					
			118.1	61.6	47.9
			95.9		
			87.3		
			45.2		

#### Interprétations

HB: hors bords		
(mm)	moy.	éc. type
p_déb	39.0	1.9
p_débB	38.8	2.8
p_débHB	39.1	1.1
p_fin	72.3	26.8
p_finB	42.9	3.8
p_finHB	87.0	20.5
éros	33.3	26.8
éros B	4.1	3.8
érosHB	47.9	20.5

#### Masses érodées

tps (min)	masse brute	masse (g)	effluent(lit)	Rendement	tps (min)	cumul (g)	tps (min)	tx (g/min)
0.0	0	0	-		0.0	0.00		
0.5	12.33	219.85	207.52	1115.05	0.25	2230.1	0.5	207.52
1.0	12.36	139.72	127.36	1143.3	0.75	2286.6	1.0	334.88
1.5	12.37	114.23	101.86	1142	1.25	2284	1.5	436.74
2.0	12.46	104.44	91.98	1097	1.75	2194	2.0	528.72
2.5	12.48	99.13	86.65	1009	2.25	2018	2.5	615.37
3.0	12.53	98.57	86.04	1133	2.75	2266	3.0	701.41
3.5	12.59	90.92	78.33	1115	3.25	2230	3.5	779.74
4.0	12.57	91.54	78.97	1134	3.75	2268	4.0	858.71
4.5	12.62	78.03	65.41	979	4.25	1958	4.5	924.12
5.0	12.62	93.23	80.61	1149	4.75	2298	5.0	1004.73



\*) eau injectée à l'extérieur

Photo(s) initiale(s)



Photo(s) finale(s)



## Essai sur la digue en sol non-traité

## ESSAI 3

### Caractéristiques

lieu :	CER Rouen (digue traité)	angle (°) :	sol		fluide :	eau du site
date :	26/10/11		trousse		débit :	600 mL/min
heure :		remarques :			T (sol)	°C
					T (air)	

## Profondeurs

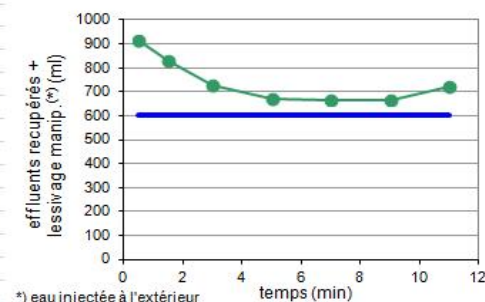
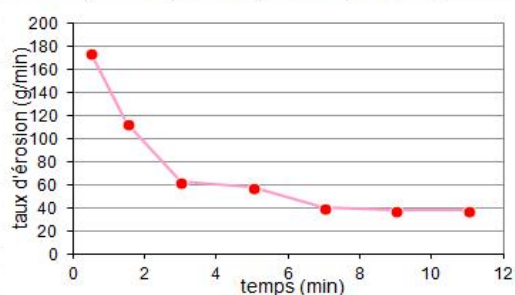
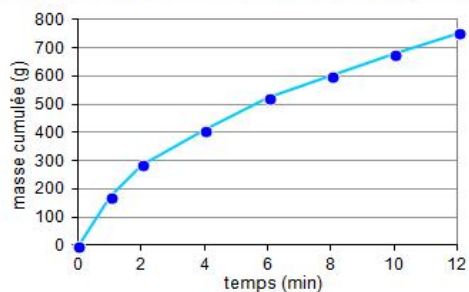
### Interprétations

[illegible]

### Masses érodées

### Interprétations

tps (min)	masse brute		masse (g) effluent(lit)		Rendement	tps (min)	cumul (g)	tps (min)	tx (g/min)	
0.0	0	0	0	-		0.0	0.00			
1.0	12.17	185.04	172.87	912	0.5	912	1.0	172.87	0.5	172.87
2.0	11.86	124.29	112.43	831	1.5	831	2.0	285.30	1.5	112.43
4.0	13.26	136.90	123.64	1459	3	729.5	4.0	408.94	3.0	61.82
6.0	13.24	127.94	114.70	1343	5	671.5	6.0	523.64	5.0	57.35
8.0	13.24	92.60	79.36	1334	7	667	8.0	603.00	7.0	39.68
10.0	13.16	88.30	75.14	1333	9	666.5	10.0	678.14	9.0	37.57
12.0	13.13	87.39	74.26	1439	11.0	720	12.0	752.40	11.0	37.13



\*) eau injectée à l'extérieur

Photo(s) initiale(s)



Photo(s) finale(s)



# Essai sur la digue en sol non-traité

## ESSAI 4

### Caractéristiques

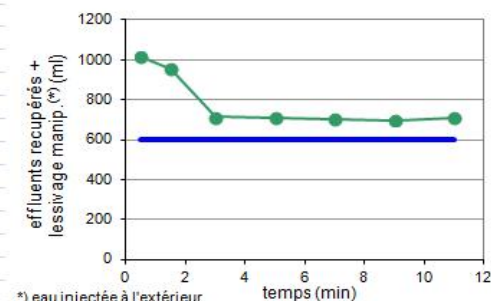
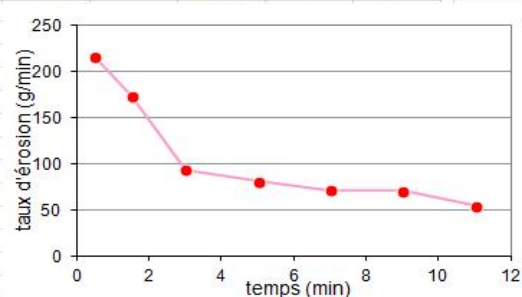
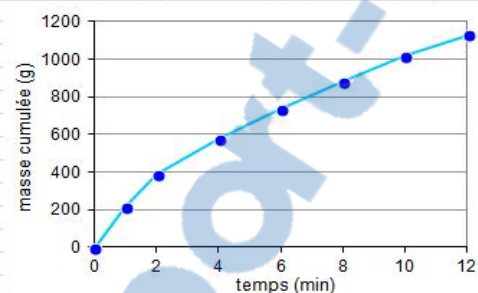
lieu :	CER Rouen (digue non-traité)	angle (°) :	sol	29	fluide :	eau du site
date :	26/10/11	trousse	27		débit :	600 mL/min
heure :	16h12	remarques :			T (sol)	14.6 °C
					T (air)	15.9

### Profondeurs

Profondeurs initiales (mm)				Interprétations		
				HB: hors bords		
				(mm)	moy.	éc. type
				p_déb	37.1	1.3
				p_débB	38.1	1.2
				p_débHB	36.6	1.0
				p_fin	74.0	28.3
				p_finB	36.0	2.2
				p_finHB	93.0	11.0
				éros	36.9	28.3
				éros B	-2.1	2.2
				érosHB	56.3	11.0

### Masses érodées

tps (min)	masse brute	masse (g) effluent(lit)	Rendement	tps (min)	cumul (g)	tps (min)	tx (g/min)
0.0	0	0		0.0	0.00		
1.0	12.16	227.19	1015	1.0	215.03	0.5	215.03
2.0	11.96	185.81	957	2.0	388.88	1.5	173.85
4.0	11.57	198.21	1429	4.0	575.52	3.0	93.32
6.0	12.15	172.88	1420	6.0	736.25	5.0	80.37
8.0	12.87	155.43	1410	8.0	878.81	7.0	71.28
10.0	11.59	152.47	1397	10.0	1019.69	9.0	70.44
12.0	12.24	121.60	1422	12.0	1129.05	11.0	54.68



\*) eau injectée à l'extérieur

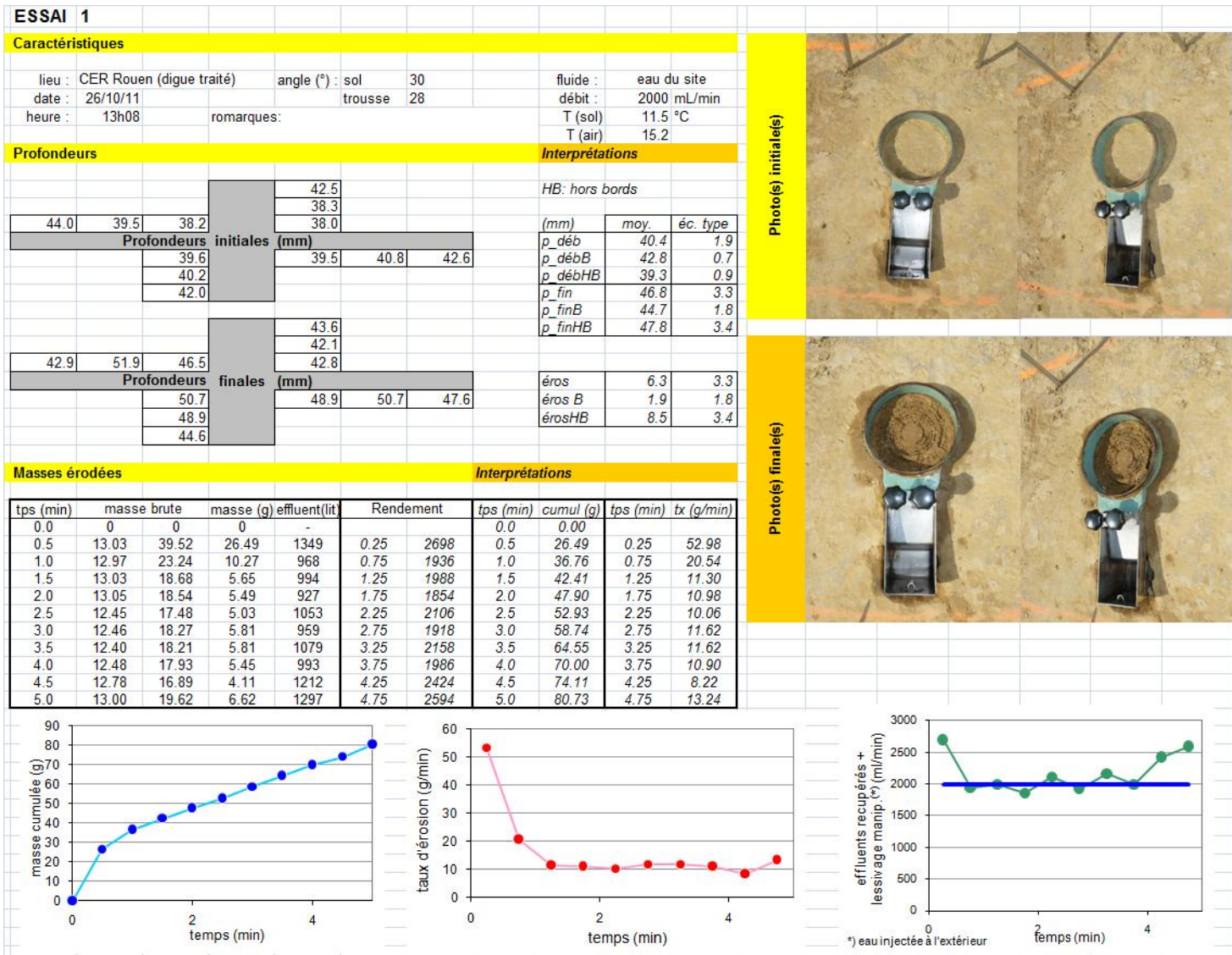
Photo(s) initiale(s)



Photo(s) finale(s)



## Essais sur la digue en sol traité après 28 jours



## Essais sur la digue en sol traité après 28 jours

### ESSAI 2

#### Caractéristiques

lieu :	CER Rouen (digue traité)	angle (°) :	sol	30	fluide :	eau du site
date :	26/10/11		trousse	28	débit :	2000 mL/min
heure :	13h08	romarques:			T (sol)	11.5 °C
					T (air)	15.2

#### Profondeurs

				43.0		
				40.3		
41.4	39.9	39.6		39.4		
<b>Profondeurs initiales (mm)</b>						
				40.0	40.4	44.2
				39.6		
				40.0		
				41.3		
				43.4		
				46.0		
42.9	46.2	48.9		50.6		
<b>Profondeurs finales (mm)</b>						
				49.3	50.8	44.2
				45.5		
				45.5		
				43.1		

#### Interprétations

HB: hors bords		
(mm)	moy.	éc. type
p_déb	40.8	1.4
p_débB	42.5	1.2
p_débHB	39.9	0.3
p_fin	46.4	2.7
p_finB	43.4	0.5
p_finHB	47.9	2.1
éros	5.6	2.7
éros B	0.9	1.2
érosHB	7.9	2.1

#### Masses érodées

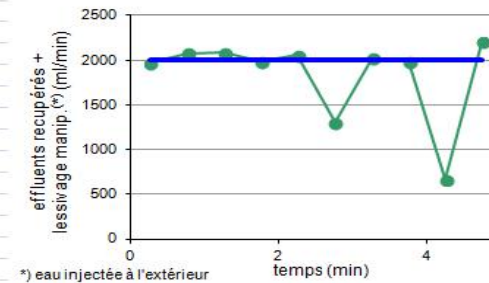
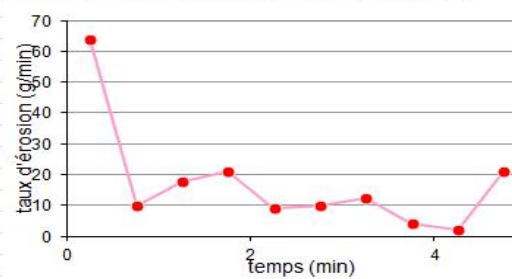
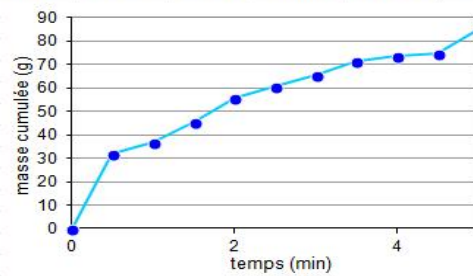
#### Interprétations

tps (min)	masse brute	masse (g)	effluent(lit)	Rendement	tps (min)	cumul (g)	tps (min)	tx (g/min)
0.0	0	0	-		0.0	0.00		
0.5	12.77	44.58	31.81	0.25	0.5	31.81	0.3	63.62
1.0	12.82	17.67	4.85	0.75	1.0	36.66	0.8	9.70
1.5	12.81	21.71	8.90	1.25	1.5	45.56	1.3	17.80
2.0	12.82	23.24	10.42	1.75	2.0	55.98	1.8	20.84
2.5	12.73	17.28	4.55	2.25	2.5	60.53	2.3	9.10
3.0	12.70	17.62	4.92	2.75	3.0	65.45	2.8	9.84
3.5	12.65	18.84	6.19	3.25	3.5	71.64	3.3	12.38
4.0	12.90	15.01	2.11	3.75	4.0	73.75	3.8	4.22
4.5	12.65	13.70	1.05	4.25	4.5	74.80	4.3	2.10
5.0	12.72	23.30	10.58	4.8	5.0	85.38	4.8	21.16

Photo(s) initiale(s)



Photo(s) finale(s)



\*) eau injectée à l'extérieur

## Essais sur la digue en sol traité après 28 jours

### ESSAI 3

#### Caractéristiques

lieu :	CER Rouen (digue traité)	angle (°) :	sol	33	fluide :	eau du site
date :	26/10/11	trousse	32		débit :	600 mL/min
heure :	10h40	remarques :	infiltration d'eau autour de la tousse			
					T (sol)	10.2 °C
					T (air)	11.4

#### Profondeurs

				45.2		
				41.8		
40.6	39.7	39.8		39.8		
<b>Profondeurs initiales (mm)</b>						
				40.2	40.0	40.5
				40.2		44.6
				39.6		
				43.2		
				41.4		
38.8	39.0	39.1		38.6		
<b>Profondeurs finales (mm)</b>						
				40.6	40.5	41.3
				41.1		44.8
				43.7		

#### Interprétations

HB: hors bords		
(mm)	moy.	éc. type
p_déb	41.0	1.8
p_débB	42.5	2.4
p_débHB	40.3	0.6
p_fin	41.0	1.9
p_finB	42.6	2.3
p_finHB	40.2	1.1

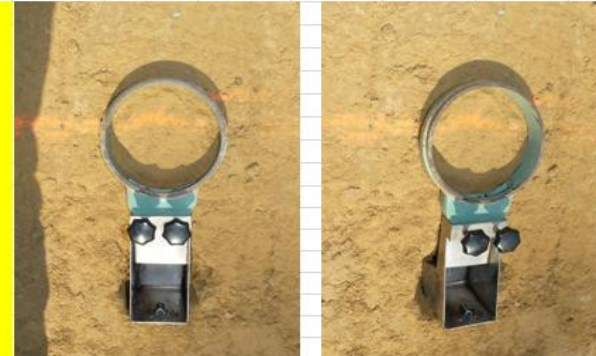
éros	0.0	1.9
éros B	0.1	2.4
érosHB	0.0	1.1

#### Masses érodées

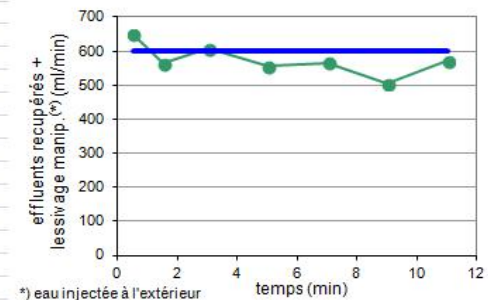
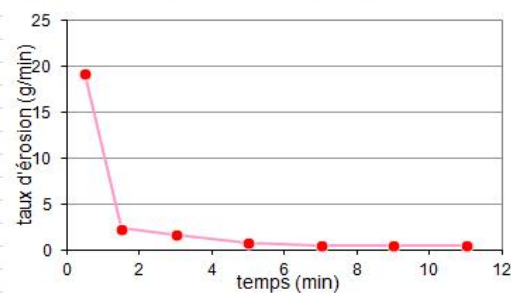
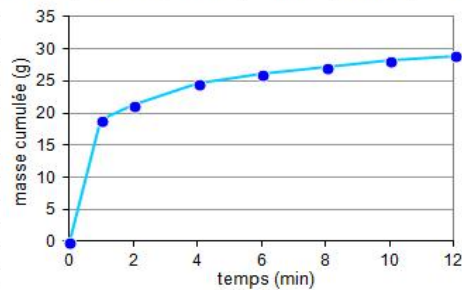
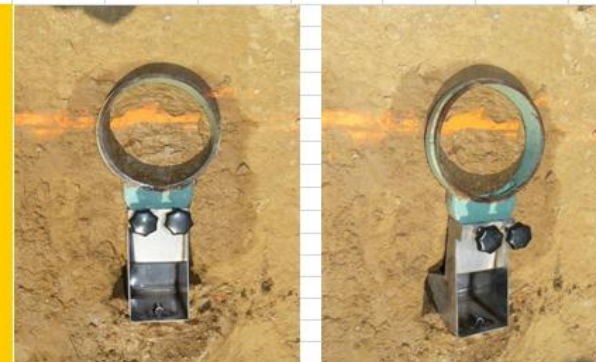
#### Interprétations

tps (min)	masse brute	masse (g) effluent(lit)	Rendement	tps (min)	cumul (g)	tps (min)	tx (g/min)
0.0	0	0	-	0.0	0.00		
1.0	12.83	31.88	19.05	1.0	19.05	0.5	19.05
2.0	12.70	14.98	2.28	2.0	21.33	1.5	2.28
4.0	12.74	16.03	3.29	4.0	24.62	3.0	1.65
6.0	11.90	13.48	1.58	6.0	26.20	5.0	0.79
8.0	12.01	13.00	0.99	8.0	27.19	7.0	0.50
10.0	12.07	13.04	0.97	10.0	28.16	9.0	0.48
12.0	12.50	13.30	0.80	12.0	28.96	11.0	0.40

Photo(s) initiale(s)



Photo(s) finale(s)



\*) eau injectée à l'extérieur

## Essais sur la digue en sol traité après 28 jours

### ESSAI 4

#### Caractéristiques

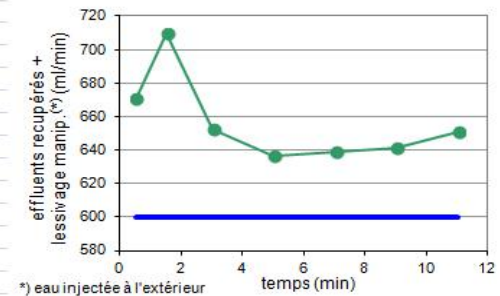
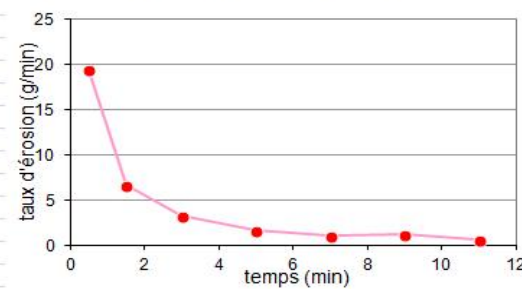
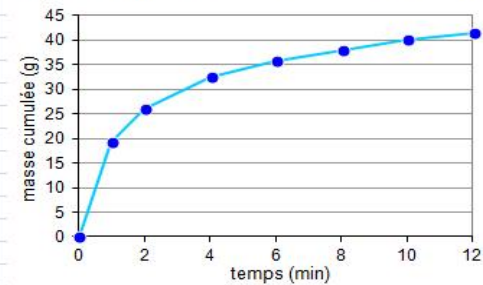
lieu :	CER Rouen (digue traité)	angle (°) :	sol	fluide :	eau du site
date :	26/10/11	trousse		débit :	600 mL/min
heure :	11h22	remarques :	infiltration coté droit	T (sol) :	10.5 °C
				T (air) :	12.4 °C

#### Profondeurs

Profondeurs initiales (mm)				Interprétations		
				HB: hors bords		
			35.6	(mm)	moy.	éc. type
			38.0	p_déb	38.7	2.2
41.2	38.0	35.3	39.5	p_débB	40.1	2.7
				p_débHB	38.0	1.5
				p_fin	41.5	2.5
				p_finB	42.3	1.9
				p_finHB	41.1	2.6
			40.9			
			40.2			
			46.3			
Profondeurs finales (mm)				éros	2.8	2.5
				éros B	2.3	2.7
40.6	39.4	37.7		érosHB	3.1	2.6
			38.7			
			42.7			
			42.3			

#### Masses érodées

tps (min)	masse brute	masse (g) effluent(lit)	Rendement	tps (min)	cumul (g)	tps (min)	tx (g/min)
0.0	0	0		0.0	0.00		
1.0	11.96	31.28	0.5	1.0	19.32	0.5	19.32
2.0	12.60	19.25	1.5	2.0	25.97	1.5	6.65
4.0	12.52	19.07	3	4.0	32.52	3.0	3.28
6.0	12.62	15.89	5	6.0	35.79	5.0	1.64
8.0	12.63	14.74	7	8.0	37.90	7.0	1.06
10.0	12.50	14.73	9	10.0	40.13	9.0	1.12
12.0	12.00	13.22	11.0	12.0	41.35	11.0	0.61



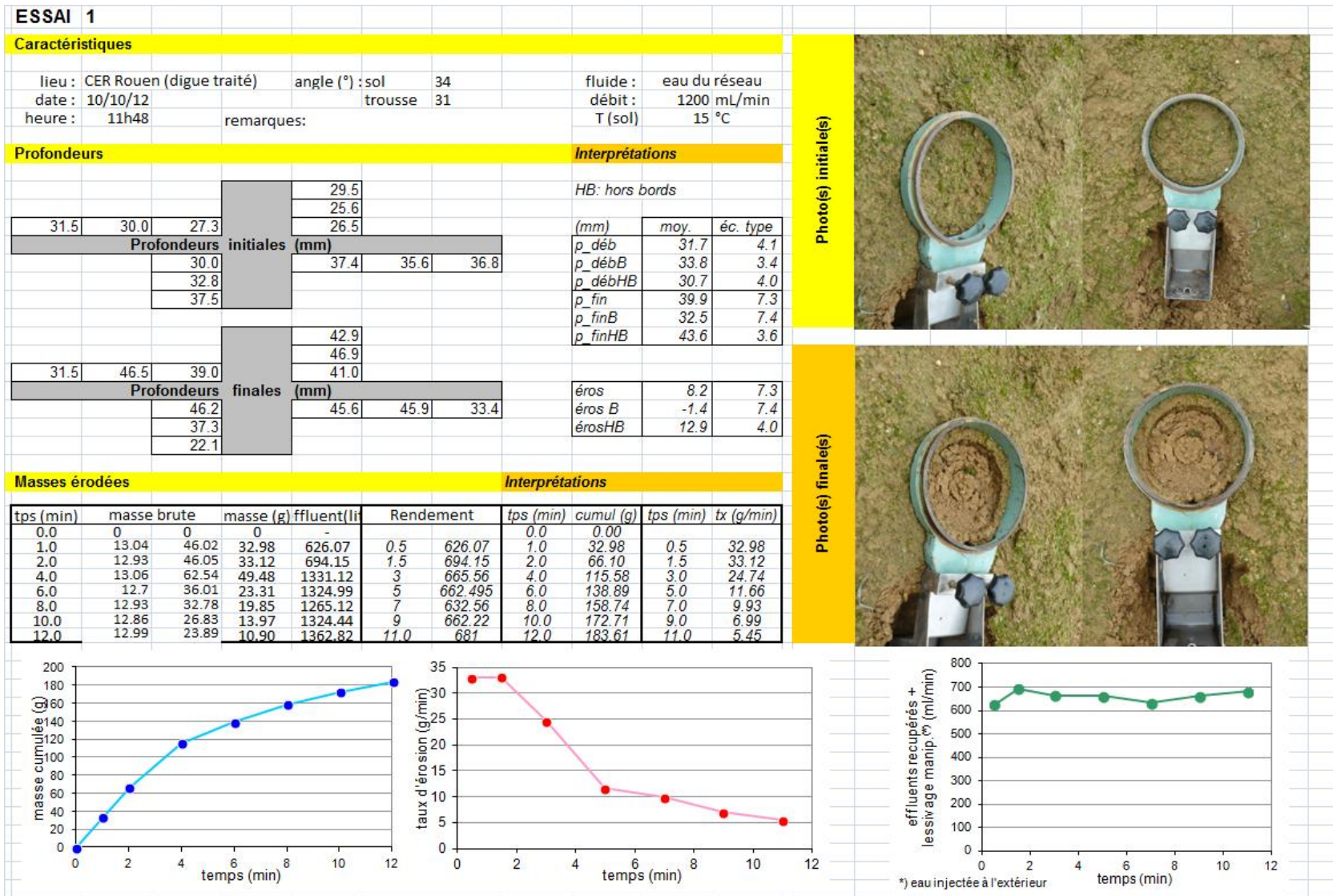
Photo(s) initiale(s)



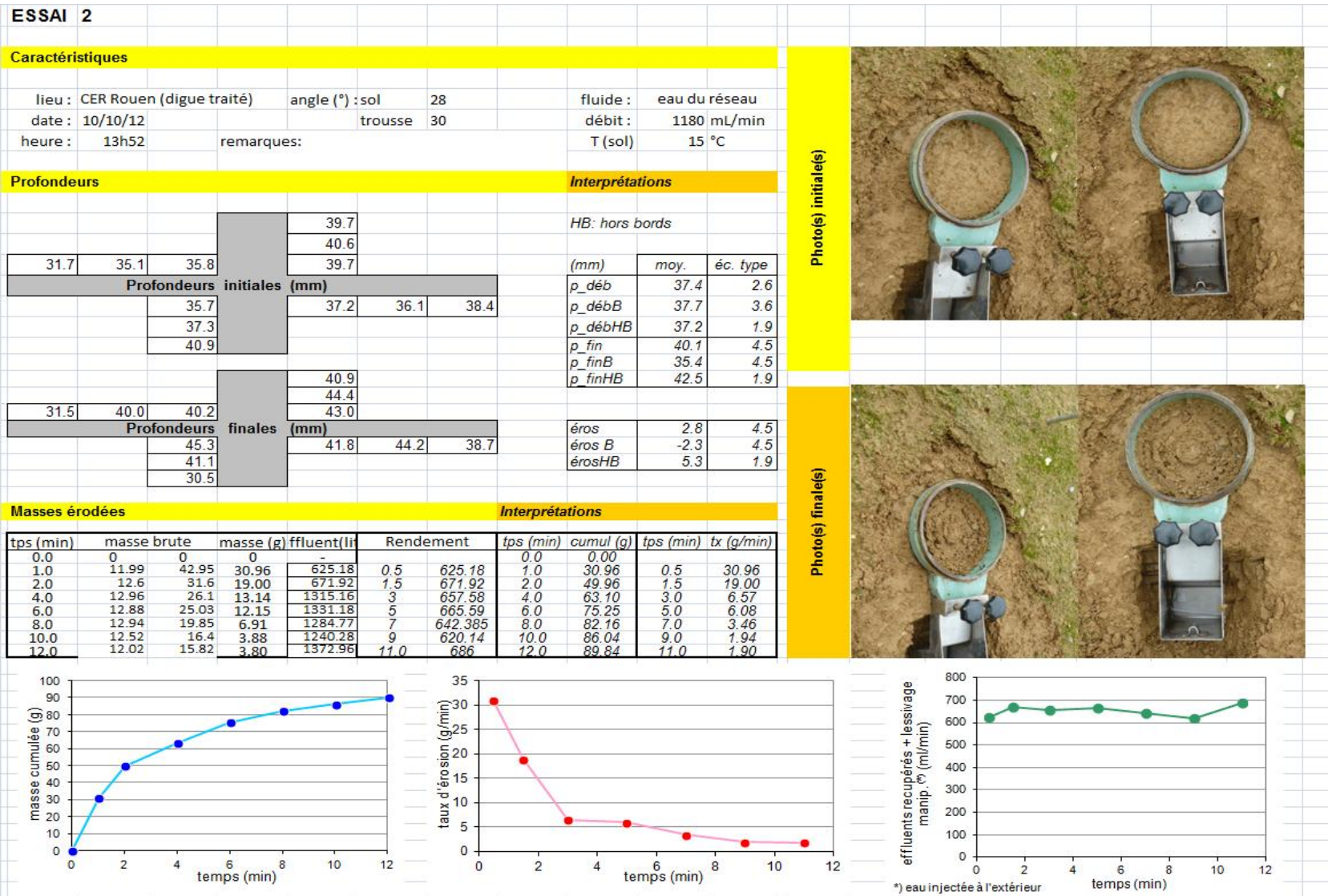
Photo(s) finale(s)



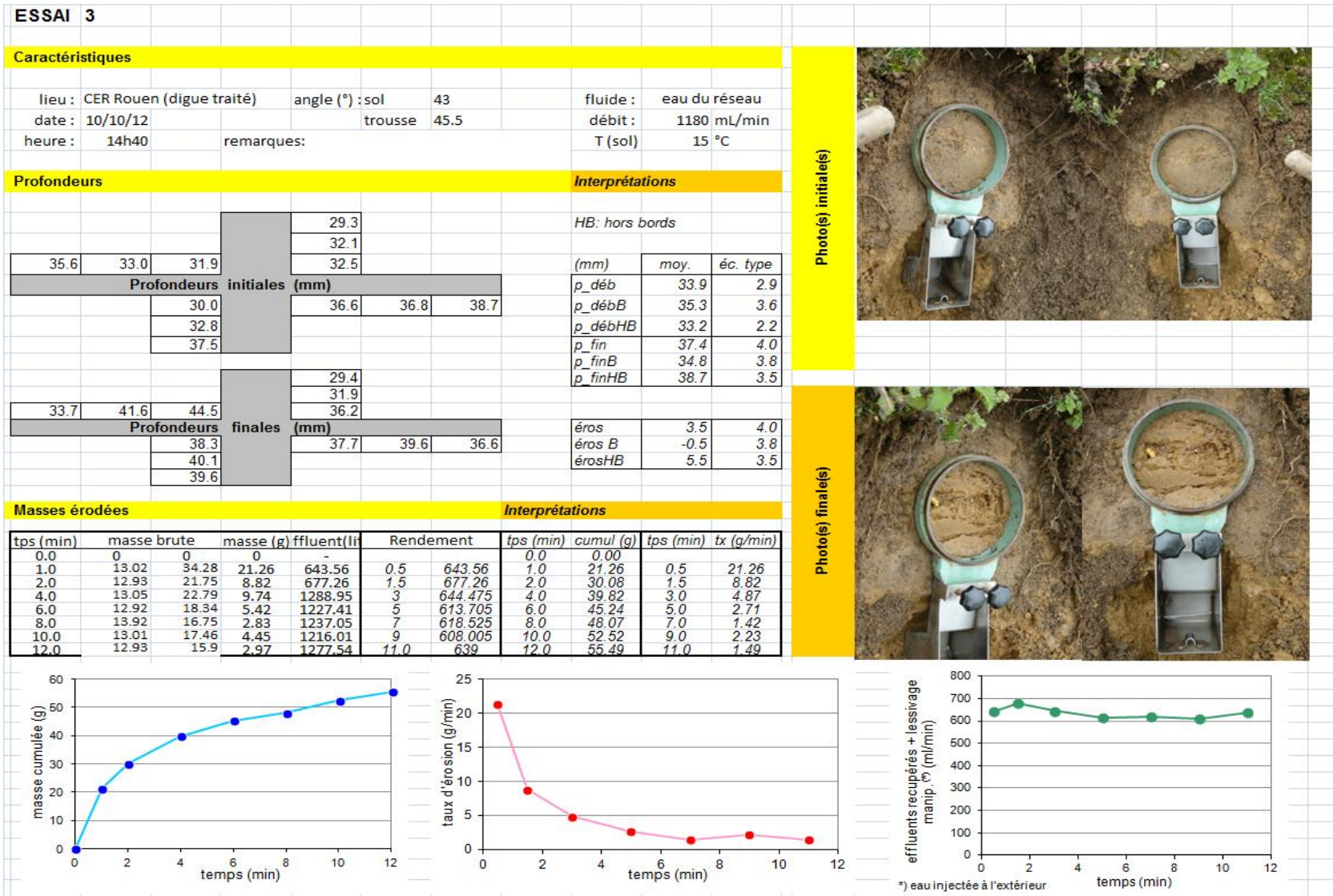
## Essai sur la digue en sol traité après 365 jours



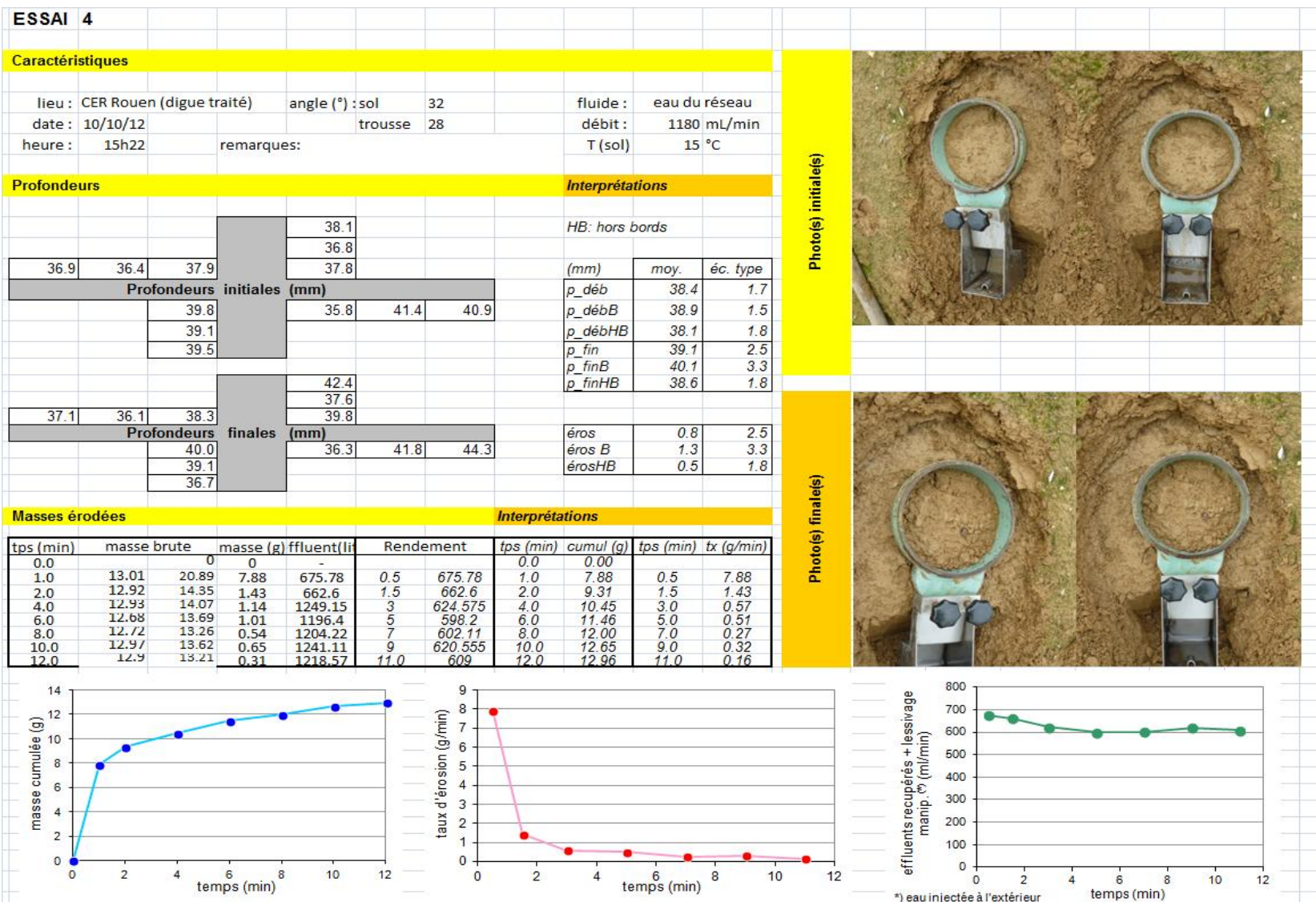
## Essai sur la digue en sol traité après 365 jours



## Essai sur la digue en sol traité après 365 jours



## Essais sur la digue en sol traité après 365 jours



## **ANNEXE B**

### **Fiche technique de lait de chaux**



**TECHNALab**

**LABORATOIRE D'ANALYSE DE LA QUALITE**

*Autorisé par le ministère du commerce par décision ministérielle n° 168 du 15 Juillet 2010*

Analyse des Eaux, des Produits agroalimentaires, des Produits cosmétiques, des Détergents et des Sols  
Siège social : route nationale n°2, Saf-Saf, Tlemcen Algérie.

Tlemcen le 17-07-2011

## FICHE TECHNIQUE

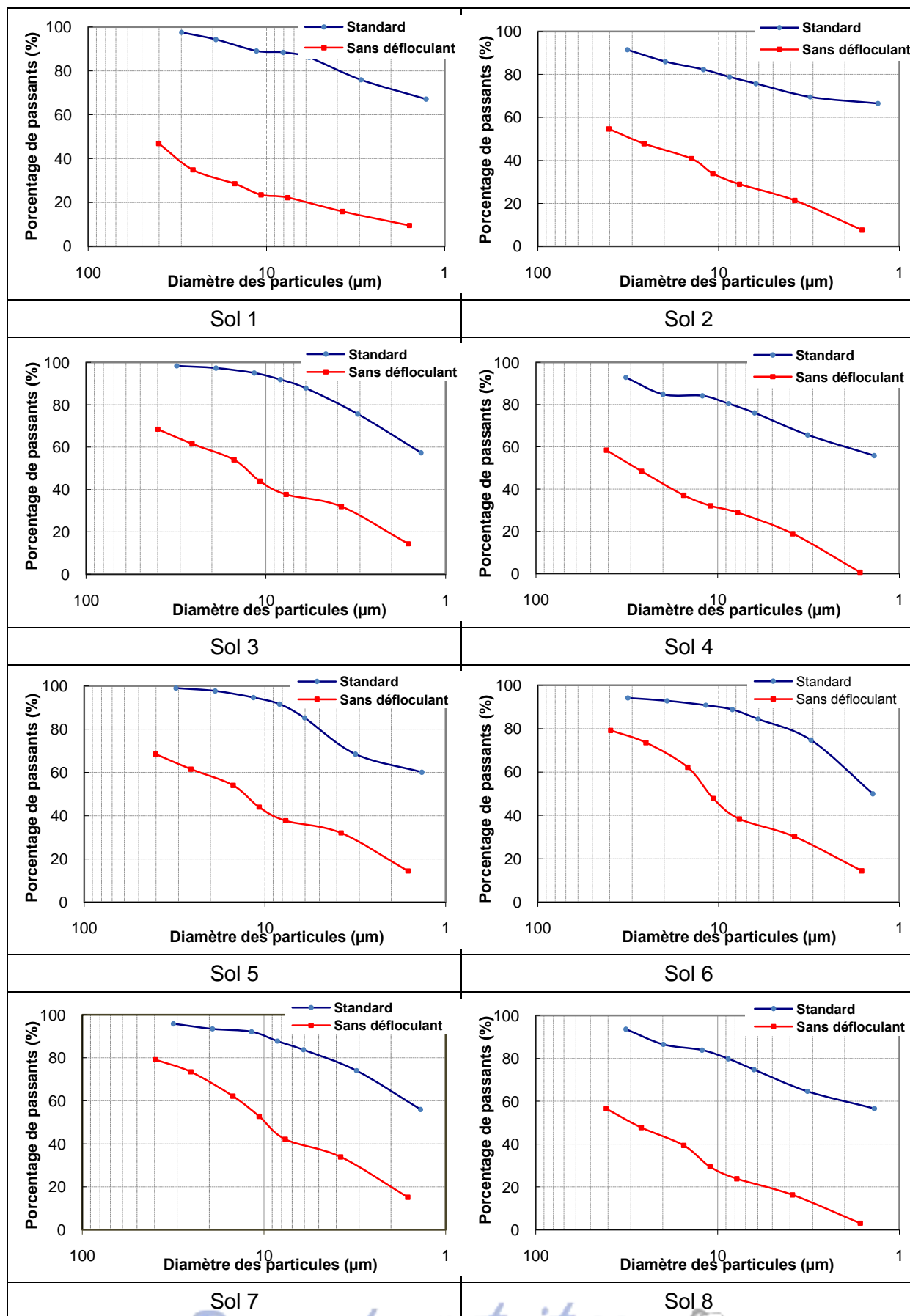
**NOM COMMERCIAL : Lait de chaux**

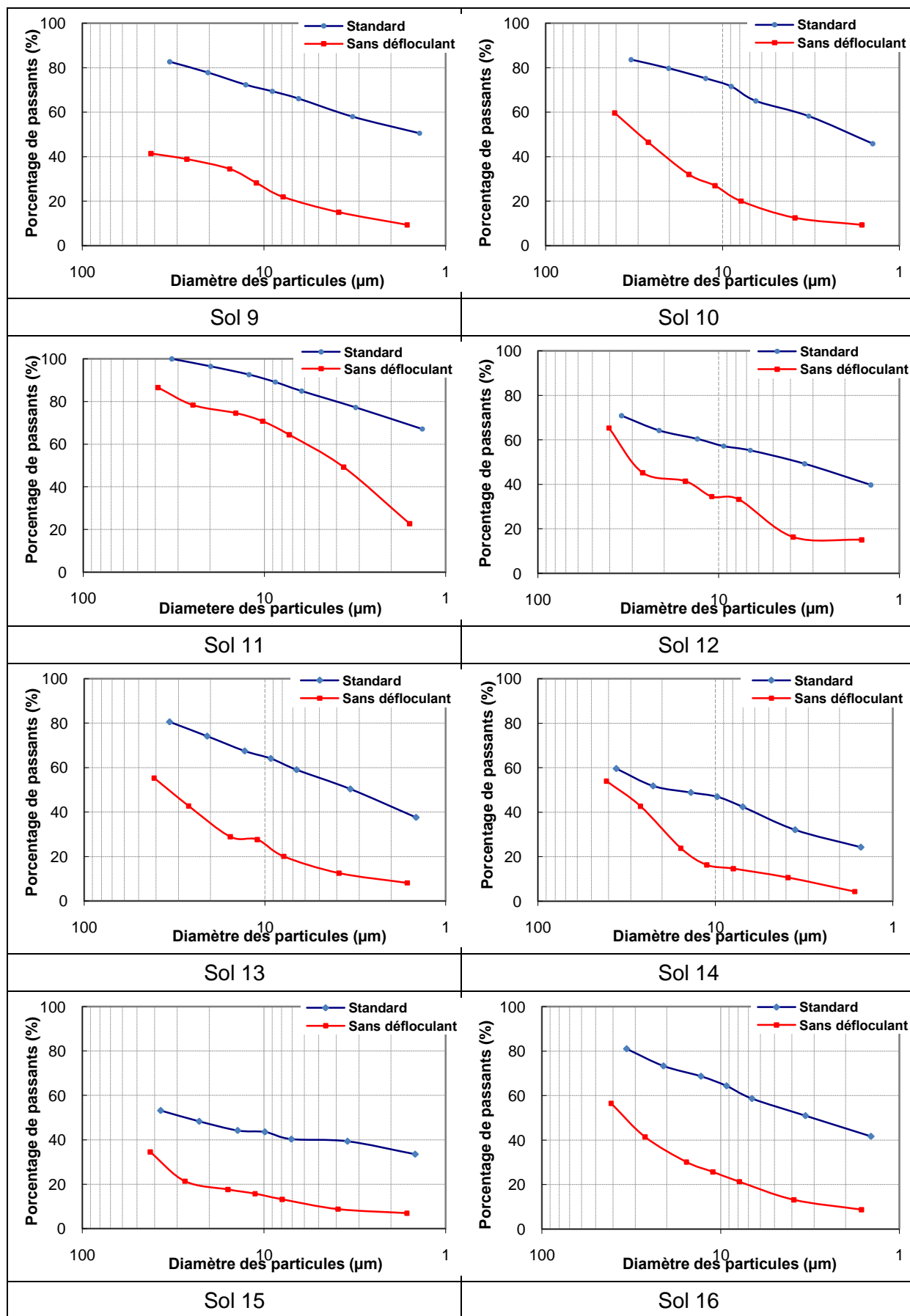
- $\text{Ca(OH)}_2$  ..... 7,5 à 8 %
- $\text{NaOH} + \text{KOH}$  ..... 0,2 à 0,6 %
- $\text{H}_2\text{O}$  ..... 91 - 92 %

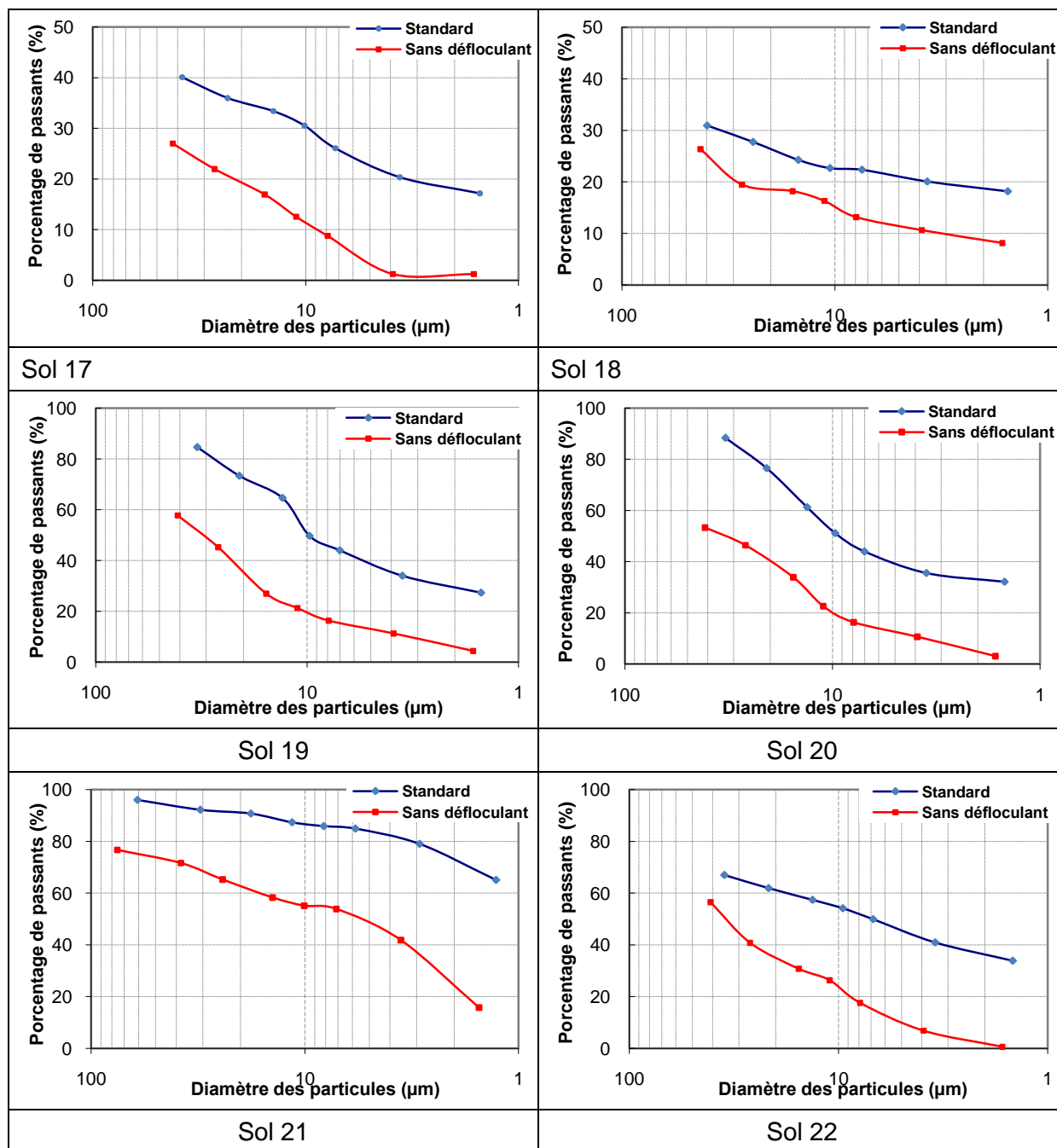


## **ANNEXE C**

**Courbes granulométriques des essais de doubles  
sédimentations des sols utilisés dans l'étude des  
corrélations.**







## RESUME

L'infiltration de l'eau dans le sol peut changer ces caractéristiques par le transport des petites particules, en modifiant sa granulométrie et ainsi sa porosité (perméabilité), ce phénomène est connu dans la littérature par l'érosion interne. Le phénomène peut entraîner de sérieux problèmes. Dans le cas des barrages en remblai, la création des cheminements dans le corps de la digue par le phénomène de renard ou à travers la fondation par la boulangerie peut provoquer la perte totale de l'ouvrage. Or le phénomène d'érosion dépend fortement de la sensibilité des sols à la dispersion.

Les sols dispersifs sont des matériaux très sensibles à la présence de l'eau, leur contact avec l'eau change facilement leur comportement et les rendent incompatibles avec les conditions initiales désirées. Ainsi la dispersivité du sol est principalement due à la présence de sodium échangeable présent dans la structure des argiles d'où les forces attractives sont moins que les forces répulsives, et cela conduira la particule à se séparer et à se déplacer en suspension.

Les barrages peuvent être construits avec l'argile dispersive si certaines précautions sont prises (Fell and al., 1992). Plusieurs solutions ont été proposées pour diminuer la sensibilité des sols face à la dispersion voir lutter contre le phénomène d'érosion interne. Dans cette recherche, on présente les résultats expérimentaux de l'effet de l'ajout de la chaux et de lait de chaux aux sols dispersifs.

L'érosion du sol a été étudiée par l'essai d'Erodimètre à Jet Mobiles et l'essai d'érosion de trou à l'IFSTTAR de Paris, le premier d'essai permet de caractériser de manière simple la sensibilité à l'érosion externe par des jets perpendiculaires sur la surface de sol, alors que le deuxième essai permet de caractériser la sensibilité des sols à l'érosion interne par l'étude de l'agrandissement d'un trou formé initialement dans l'échantillon de sol. La dispersion de sol a été étudiée par les essais classiques : essai d'émiettage, essai de trou d'épingle, essai de sédimentation en parallèles et l'analyse chimique des extraits des solutions.

**Mots clés :** Erosion, dispersion, traitement, ouvrage hydraulique, taux d'érosion.

## ABSTRACT

Water infiltration into the soil can change these characteristics by the transport of small particles, changing its size and so that porosity (permeability), this phenomenon is known in literature by internal erosion. The phenomenon can cause serious problems. In the case of embankment dams, creating pathways in the body of the dike by the phenomenon of piping or through the foundation by quicksand can cause total loss of the structure. But the phenomenon of erosion depends strongly on the sensitivity of the soil dispersion.

Dispersive soils are very sensitive materials to the presence of water, their contact with water change easily their behavior and make them incompatible with the desired initial conditions. Thus soil dispersivity is mainly due to the presence of exchangeable sodium in clays structure, hence attractive forces are less than the repulsive force, and the particle will lead to separate and move into suspension.

Safe dams can be built with dispersive clay provided certain precautions are taken (Fell and al., 1992). Several solutions have been proposed to reduce the sensitivity of soil from the dispersion view fight against the phenomenon of internal erosion. In this research, we present the experimental results of the effect of the addition of lime and milk of lime in dispersive soils.

Soil erosion has been studied by the Erodimeter Jet Mobile test and the Hole Erosion test in IFSTTAR Paris, the first test used to characterize simply the sensitivity to the external erosion of perpendicular jets to the soil surface, while the second test is used to characterize the sensitivity of soil of the internal erosion by studying the extension of a hole formed initially in the soil sample. Dispersion of soil was studied by conventional tests: crumb test, pinhole test, double hydrometer test and chemical analysis of the solutions extracts.

**Keywords :** Erosion, dispersion, processing, hydraulic structure, shear stress, erosion rate.

## ملخص

تسرب المياه في التربة يمكن أن يغير خصائصها من خلال نقل الجزيئات الصغيرة، وذلك بتغيير توزيع أحجامها و مساميتها (النفاذية)، تعرف هذه الظاهرة بالتآكل الداخلي. هذه الظاهرة يمكن أن تسبب مشاكل خطيرة. يحدث ذلك بإنشاء مسارات في جسم السد بظاهرة الثعلبية أو في قاعدته بظاهرة الرمال المتحركة، يمكن أن يسبب ذلك الانهيار التام للسد. ولكن ظاهرة التآكل تعتمد بقوة على حساسية التربة للتشتت.

التربة المشتتة تعتبر مادة حساسة للغاية لوجود المياه، إتصالها بالماء يغير سلوكها بسهولة ويجعلها غير متوافقة مع الشروط الأولية المطلوبة. كذلك تشتت التربة يرجع أساساً إلى وجود الصوديوم في بنية الطين، حيث أن تكون قوى التجاذب أقل من قوى التنافر، وذلك يؤدي إلى انفصال الجزيئات و إنتقالها.

يمكن بناء السدود بإستخدام التربة المشتتة مع إتخاذ احتياطات معينة. اقترحت العديد من الحلول للتقليل من حساسية التربة لظاهرة التشتت من أجل الحد من التآكل الداخلي. في هذا البحث، نقدم النتائج التجريبية لتأثير إضافة الجير و ماء الجير للتربة المشتتة.

تمت دراسة تآكل التربة بتجربة الحث بالقدف المتحرك و تجربة تآكل الثقب. التجربة الأولى تستخدم لوصف بطريقة بسيطة حساسية التآكل الخارجي بقدف الماء عمودياً على سطح التربة، بينما تستخدم التجربة الثانية لتمييز حساسية التربة للتآكل الداخلي بواسطة دراسة توسع قطر ثقب شكل في البداية في عينة التربة. كما تمت دراسة تشتت التربة عن طريق الاختبارات التقليدية: اختبار الإنهيار، اختبار ثقب الإبرة، اختبار الترسيب بالتوازي والتحليل الكيميائي لمستخرج الحول.

**الكلمات المفتاحية :** حث، تشتت، معالجة، سد، معدل التآكل، إجهاد القص، معدل الحث