

# REMANIEMENT ET MOBILITÉ DES DÉBRIS DE GLISSEMENTS DE TERRAIN DANS LES ARGILES SENSIBLES DE L'EST DU CANADA

Pascal Locat

Ministère des Transports du Québec, Québec, Canada, [pascal.locat@mtq.gouv.qc.ca](mailto:pascal.locat@mtq.gouv.qc.ca)

Serge Leroueil, Jacques Locat

Université Laval, Québec, Canada

## RÉSUMÉ

Peu d'études ont documenté la distance de parcours des débris de glissements de terrain dans les argiles sensibles. Des événements observés par le passé prouvent que des personnes, des bâtiments et des infrastructures peuvent être touchés par les débris de glissement de terrain ou par la vague qui en résulte. Cette étude a comme premier objectif de documenter l'étape post-rupture des glissements dans les argiles sensibles. Elle s'inscrit dans le cadre de la caractérisation géotechnique des mouvements de pente. Dans un premier temps, les données disponibles sur le remaniement en laboratoire des argiles sensibles de l'est du Canada ont permis de définir empiriquement un indice de déstructuration, lequel tient compte de l'énergie nécessaire au remaniement de l'argile et de l'énergie potentielle disponible. Dans un deuxième temps, une compilation de données disponibles pour plus d'une vingtaine de cas de glissements a permis de caractériser la mobilité et de voir le lien possible avec le remaniement.

## ABSTRACT

Few studies documented the mobility of landslides in sensitive clays. Events observed in the past prove that people, buildings and infrastructures can be struck by the debris of landslide in sensitive clays or by the wave which result from it. This study has like prime objective to document the post-failure stage for landslides in sensitive clays and lies within the scope of the geotechnical characterization of slope movements. On a first time, available laboratory data on the remolding of Eastern Canada clays allowed to empirically define the index of destructuration, which holds account of energy necessary to remold the material and the supplied work energy. On a second time, a compilation of data available for more than twenty landslides in sensitive Eastern Canada clays made it possible to characterize mobility and to see how it links with the remolding.

## 1. INTRODUCTION

Dans l'Est du Canada, la communauté scientifique tente depuis plusieurs années, par la reconnaissance et l'étude des mouvements de terrain dans les argiles sensibles, de comprendre les comportements et les mécanismes de tels phénomènes afin d'établir une cartographie des secteurs susceptibles d'être touchés par d'éventuels glissements de terrain.

Bien que les distances de rétrogression associées aux coulées argileuses aient été relativement bien documentées (Mitchell et Markell, 1974; Carson, 1977; Lebus et Rissman, 1983), la distance de parcours des débris en phase post-rupture lors de tels événements n'a fait l'objet que de peu d'études (Edgers et Karlsrud, 1982; Locat, 1992; Locat *et al.*, 2003).

Un des problèmes est que les débris de glissement ne laissent que peu de traces de leur passage. Au Québec, les glissements se produisent habituellement le long des cours d'eau. De ce fait, leurs débris sont généralement érodés et emportés au cours d'un période variant de quelques heures à quelques mois après le glissement. Au moment du glissement, ils n'en posent pas moins un danger pour les personnes et les infrastructures qui peuvent éventuellement se trouver sur leur passage.

Des mouvements de terrain observés par le passé prouvent que des personnes, des bâtiments et des infrastructures peuvent être touchés par les débris de glissement de terrain ou par la vague qui en résulte. Les événements suivants peuvent être mentionnés: le glissement de Notre-Dame-de-la-Salette en avril 1908 (Ells, 1908) qui tua 33 personnes et détruisit plus d'une trentaine de bâtiments lorsqu'une vague de boue et de glace, induite par les débris d'une coulée argileuse, déferla sur ce petit village; le glissement sur la rivière Toulouste en 1962 (Conlon, 1966) où 8 draveurs furent tués par les débris et la vague qui s'en suivit; le glissement de La Baie en 1911 (Dion, 1986), qui fut provoqué par le dynamitage d'un massif argileux pour un déblai lors de la construction d'une voie ferrée, et qui entraîna la mort de 6 travailleurs dans une roulotte de chantier ensevelie sous les débris de la coulée; le glissement de Saint-Jean-Vianney en 1971 (Tavenas *et al.* 1971), qui en plus de causer la mort de 31 personnes par sa rétrogression, emporta un pont et détruisit quelques bâtiments par l'étalement de ses débris; la coulée argileuse de Chelsea en 1973 (Gadd et Peddle, 1984), provoquée par la construction d'un remblai dont les débris coupèrent une route et une voie ferrée.

Selon les archives du MTQ, 45% (59/133) des décès associés aux coulées argileuses sont causés par l'étalement des débris, et jusqu'à 70% (180/260) des décès associés aux mouvements de masse en général (sols, roc ou neige) sont causés par l'étalement des débris. Ces

exemples montrent l'importance de prendre en considération la propagation des débris de glissements lors de l'analyse des risques associés aux glissements de terrain dans les argiles sensibles.

### 1.1 Cadre de l'étude

Cette étude a comme premier objectif de documenter l'étape post-rupture des glissements dans les argiles sensibles. Elle s'inscrit dans le cadre de la caractérisation géotechnique des mouvements de pentes (Leroueil *et al.*, 1996).

À l'instant suivant la rupture d'une masse de sol, lors d'un glissement de terrain, c'est à dire à l'initiation de l'étape post-rupture, une certaine quantité d'énergie potentielle ( $E_P$ ) devient disponible et la masse de sol subit l'accélération gravitationnelle qui la met en mouvement. À partir de cet instant, la propagation des débris dépendra principalement de la quantité d'énergie disponible et de comment celle-ci sera redistribuée. L'énergie potentielle ( $E_P$ ) d'une masse de sol qui glisse s'écrit :

$$E_P = H_G \gamma V \quad [1]$$

où  $V$  est le volume de la masse,  $\gamma$  est le poids volumique moyen du sol impliqué dans le glissement et  $H_G$  est la distance verticale entre la position initiale et la position finale du centre de gravité de la masse de sol qui a glissé. L'énergie totale ( $E_T$ ) à un instant  $t$  du mouvement est telle que (Vaunat, 2002) :

$$\Delta E_T(t) = \Delta E_P(t) + \Delta E_F(t) + \Delta E_R(t) + \Delta E_C(t) = 0 \quad [2]$$

Une partie de l'énergie sera dissipée en frottement ( $E_F$ ); l'énergie restante sera utilisée pour remanier le matériau ( $E_R$ ) et pour accélérer la masse de débris jusqu'à une certaine vitesse (énergie cinétique,  $E_C$ ).

La masse de débris s'arrête au moment où l'énergie cinétique devient nulle, c'est à dire lorsque la totalité de l'énergie potentielle sera dissipée en remaniement, en déformation interne, en frottement entre les blocs d'argile et le long de la surface de glissement. À ce moment, l'équation [2] devient (Vaunat, 2002):

$$\Delta E_P(t) + \Delta E_F(t) + \Delta E_R(t) = 0 \quad [3]$$

Le remaniement se produit au fur et à mesure de la diminution de la résistance au cisaillement non drainée ( $c_u$ ) d'un volume intact de sol cohérent, conséquemment à sa déstructuration associée à l'application d'une certaine quantité d'énergie par sollicitation statique ou dynamique. Le remaniement est total lorsqu'une valeur de résistance constante et minimale, appelée résistance au cisaillement non drainée remaniée ( $c_{ur}$ ), est atteinte. La sensibilité d'une

argile est le rapport de sa résistance intacte ( $c_u$ ) sur sa résistance remaniée ( $c_{ur}$ ).

Le présent travail propose d'estimer le degré de remaniement d'une argile sensible et d'en voir l'influence sur la mobilité. Selon Vaunat et Leroueil (2002), l'indice de déstructuration ( $I_D$ ) du matériau en terme d'énergie devrait donner une estimation du degré de remaniement. Cet indice est ici défini de la façon suivante :

$$I_D = \frac{E_P}{E_R} \quad [4]$$

Un indice de déstructuration supérieur à 1 indique que l'énergie potentielle disponible est supérieure à l'énergie nécessaire pour remanier totalement un volume donné d'argile. Cette situation devrait s'observer aux sites de coulées argileuses. À l'opposé, un indice de déstructuration inférieur à 1 indique que l'énergie potentielle disponible n'est pas suffisante pour remanier totalement la masse de débris.

### 1.2 Hypothèse

Pour un glissement dans les argiles sensibles, la propagation des débris est fonction de l'énergie potentielle disponible (eq. 1), de l'énergie nécessaire pour remanier la masse suite à la rupture (eq 4), de la capacité du sol à s'écouler, i.e. de son indice de liquidité, et de l'environnement dans lequel s'effectue le glissement (inclinaison du plan d'écoulement, confinement des débris ou non, incorporation d'eau, etc.). Pour valider cette hypothèse, nous avons choisi d'étudier les données disponibles sur le remaniement en laboratoire des argiles sensibles de l'est du Canada pour en extraire de l'information additionnelle, et de compiler les données disponibles sur 22 cas de glissements.

## 2. REMANIEMENT EN LABORATOIRE

### 2.1 Travaux antérieurs

Söderblom (1974) observa en Suède que des argiles qui possèdent la même sensibilité ne nécessitent pas nécessairement la même quantité d'énergie pour être remaniées. Il nomma « rapidité » cette particularité que les argiles sensibles ont d'atteindre de façon plus ou moins rapide leur état remanié. Il proposa une échelle qualitative de la rapidité basée sur les dommages observés d'un échantillon de dimensions normalisées d'argile intacte que l'on place dans la coupole de Casagrande et que l'on soumet à 250 coups. L'échelle proposée va de 1, pour aucun dommage, à 10, pour un remaniement total.

Callander et Smalley (1984) appliquèrent l'essai de Söderblom (1974) sur 6 échantillons d'argile de l'est du Canada, qui avaient des caractéristiques géotechniques relativement semblables (argiles inorganiques de plasticité

moyennes à élevées selon l'abaque de Casagrande). Ils n'obtinrent peu ou pas de remaniement et conclurent que l'essai n'était pas adapté aux argiles canadiennes puisqu'il n'arrivait pas à délivrer assez d'énergie pour briser leur structure. Cependant il existe d'autres types d'argile dans l'est du Canada, dont les silt argileux de faible plasticité. Ces matériaux sont fragiles et sont souvent observés sur les sites de coulées argileuses.

Flon (1982) étudia l'énergie de remaniement associée à la régression des coulées d'argile. Il utilisa des échantillons d'argiles provenant de 7 localités du Québec couvrant le domaine généralement observé sur l'abaque de Casagrande pour les argiles de l'est du Canada (figure 1). La méthodologie, les données et les résultats de Flon (1982) ont été présentés dans Tavenas *et al.* (1983).

Pour déterminer l'énergie de remaniement, il effectua différents essais de remaniement : la chute libre, le pilonnage, l'extrusion et le cisaillement simple. Le cisaillement simple donna les meilleurs résultats puisqu'il n'utilise qu'un seul échantillon cubique de 12 cm d'arrête, pour lequel la force appliquée et la perte de résistance sont suivies en continu. Pour suivre l'évolution du remaniement, il proposa l'indice de remaniement ( $I_r$ ) suivant :

$$I_r = \frac{c_u - c_{ux}}{c_u - c_{ur}} \quad [5]$$

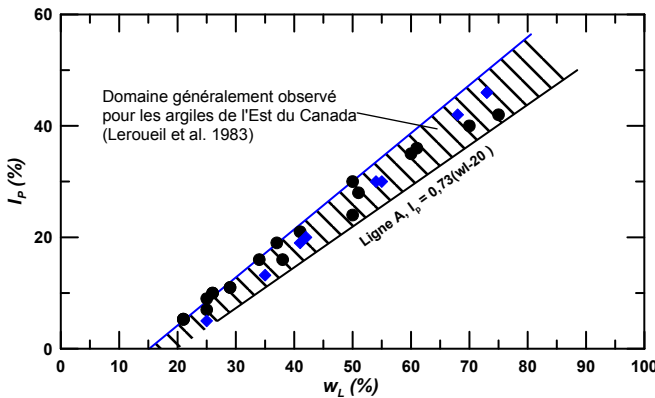


Figure 1. Position sur l'abaque de Casagrande des échantillons utilisés pour le remaniement en laboratoire (losanges) et des glissements de terrains étudiés (rond).

où  $c_u$  est la résistance intacte non drainée,  $c_{ur}$  est la résistance remaniée et  $c_{ux}$  est la résistance à un certain degré de remaniement. Les essais de cisaillement simple ont permis de tracer les courbes de l'indice de remaniement en fonction de l'énergie appliquée qui sont montrées à la figure 2. Sur cette figure, les courbes montrent que l'énergie nécessaire au remaniement augmente avec l'indice de plasticité

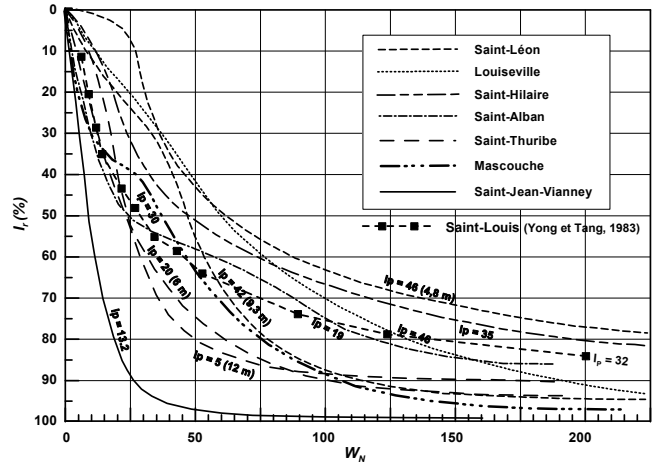


Figure 2. Courbes montrant l'indice de remaniement en fonction de l'énergie normalisée pour les essais de Flon (1982) et l'essai de Yong et Tang (1983). Figure modifiée de Flon (1982).

Le remaniement de l'argile commence à se produire quand sa structure est brisée ou quand l'état limite est dépassé. Selon les travaux de Desrosiers (1978), on sait que l'énergie de déformation nécessaire pour dépasser l'état limite est de l'ordre de  $0,013 \sigma'_p$ . Puisque les échantillons soumis aux essais d'énergie de Flon (1982) ont des pressions de pré-consolidation qui varient grandement, les résultats ont été normalisés afin de pouvoir les comparer entre eux avec l'équation suivante :

$$W_N = \frac{E(kN \cdot m)/m^3}{0,013 \sigma'_p} \quad [6]$$

Où  $W_N$  est l'énergie normalisée,  $E$  l'énergie appliquée lors de l'essai, et  $\sigma'_p$  la contrainte de pré-consolidation du sol.

Yong et Tang (1983) ont étudié le remaniement en laboratoire en utilisant l'appareil de cisaillement simple dss de Geonor. Ils testèrent l'argile de Saint-Louis-de-Bonsecours près de la rivière Yamaska suivant une méthode relativement semblable à celle de Flon (1982). La courbe en tirets avec des carrés à la figure 2 montre qu'ils ont obtenu des résultats comparables à ce dernier.

À partir des travaux de Flon (1982), Leroueil *et al.* (1996) ont montré que pour un degré de remaniement de 75%, l'énergie brute de remaniement par unité de volume semble être fonction de la résistance au cisaillement non drainée et de l'indice de plasticité (figure 3).

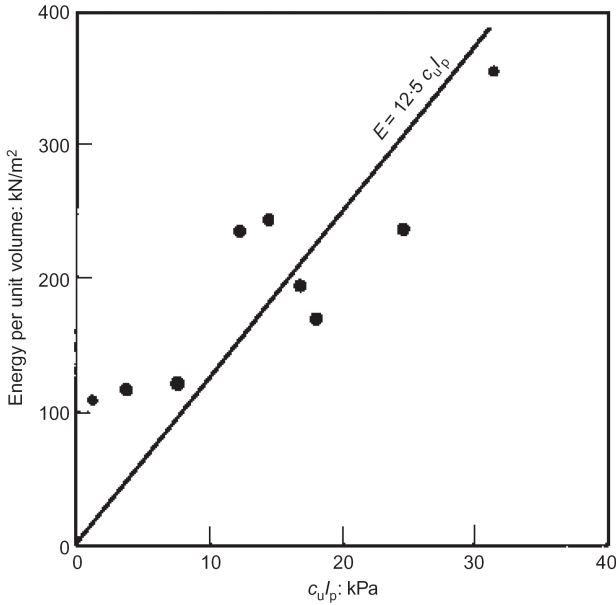


Figure 3. Énergie par unité de volume nécessaire pour atteindre un indice de remaniement de 75% (d'après les travaux de Flon (1982) tiré de Leroueil *et al.* (1996)).

## 2.2 Indice de déstructuration

Pour développer l'idée proposée par Leroueil *et al.* (1996), les résultats montrés à la figure 2 ont été dénormalisés pour obtenir l'énergie brute utilisée lors de l'essai en isolant cette dernière à l'aide de l'équation 6. En incluant les résultats de Yong et Tang (1983), les relations entre l'énergie de remaniement par unité de volume et c<sub>u</sub>I<sub>p</sub> ont été tracées à la figure 4 pour plusieurs indices de remaniement, en faisant l'hypothèse que toutes les relations passent par le couple (0,0). En effet, un sol non plastique demande peu ou pas d'énergie pour se remanier.

La figure 5 montre la relation entre l'indice de remaniement et l'énergie de remaniement normalisée par c<sub>u</sub>I<sub>p</sub>. Les points noir sont des valeurs déduites de la figure 4. Pour des I<sub>r</sub> plus grands que 70%, les courbes de la figure 2 prennent la forme d'asymptotes. Les essais de laboratoire de la figure 2 montrent que plus un sol est plastique, plus il est difficile d'obtenir un indice de remaniement près du 100%. Le seul échantillon qui s'approche de cette valeur est celui qui provient de Saint-Jean-Vianney avec un indice de remaniement de plus de 90%. Cet échantillon est représenté par le point bleu portant l'étiquette SJV sur la figure 5. Il se positionne sur la relation empirique définie par l'équation suivante :

$$I_r = 14,9(E/c_u I_p)^{0,69} \quad [7]$$

Pour un remaniement total, i.e. un I<sub>r</sub> de 100%, la relation empirique montrée à la figure 5 passe par une énergie de

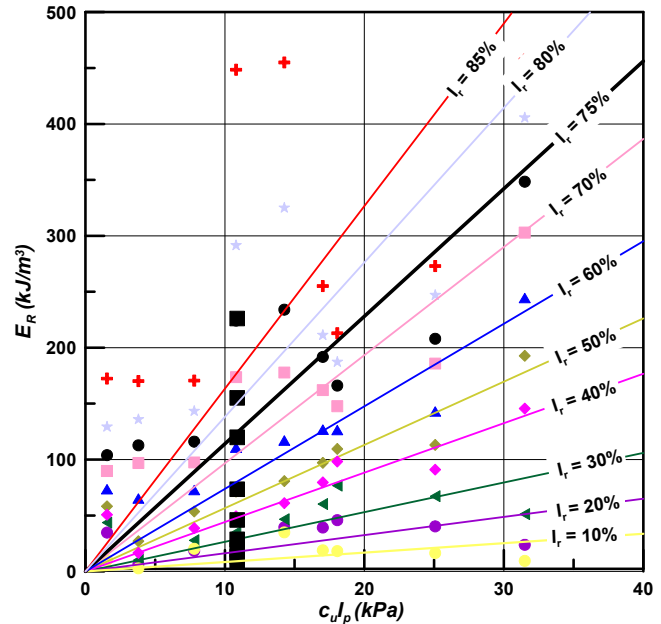


Figure 4. Énergie par unité de volume nécessaire pour atteindre un indice de remaniement de 85%, 80%, 75%, 70%, 60%, 50%, 40%, 30%, 20% et 10%, d'après les travaux de Flon (1982) et Yong et Tang (1983). Les résultats de ces derniers sont indiqués par les symboles carrés.

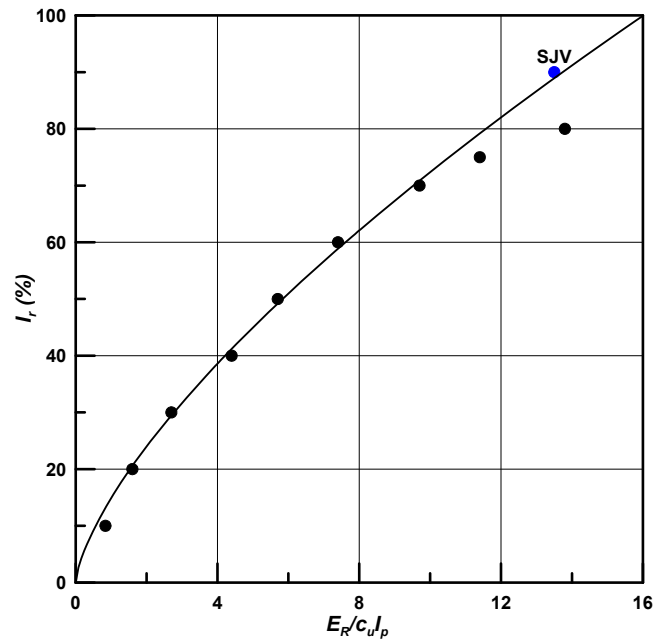


Figure 5. Relation entre le degré de remaniement et l'énergie de remaniement par unité de volume normalisée par c<sub>u</sub>I<sub>p</sub>.

remaniement (E<sub>R</sub>/c<sub>u</sub>I<sub>p</sub>) équivalente à 16. En combinant cette information aux équations 1 et 4, l'indice de déstructuration du matériau en terme d'énergie peut être défini de la façon suivante :

$$I_D = \frac{\gamma H_G}{16c_u I_p} \quad [8]$$

### 3. MOBILITÉ ET REMANIEMENT DES GLISSEMENTS DE TERRAIN

#### 3.1 Introduction

Les critères de sélection des glissements de terrain concernent le mouvement des débris (absence d'obstacles ou de confinement, la possibilité d'en mesurer l'étalement; et la disponibilité des données géotechniques et géométriques fiables. Vingt-deux glissements ont été retenus pour cette étude (tableau 1). La plupart répondent aux critères de sélection mentionnés. Les exceptions sont les glissements de la Baie-des-Trilobites, de Métis et de Petits-Escoumins, pour lesquels les données géotechniques fiables ne sont pas disponibles. Tous les glissements, sauf celui d'Ottawa (#12 au tableau 1), se sont produits le long de talus affectés par l'érosion. La figure 6 montre la localisation des glissements. La répartition géographique de ces derniers couvre l'ensemble du territoire du Québec où des argiles marines ont été déposées. Le tableau 1 présente les informations générales spécifiques à chaque glissement dont le type (R pour rotationnel, RM pour rotationnels multiples et E pour étalement).

#### 3.2 Paramètres géotechniques

Tel qu'indiqué au tableau 1, les paramètres géotechniques compilés dans cette étude proviennent de forages et sondages réalisés à différentes époques par différents laboratoires (privés, universitaires ou gouvernemental). Dans tous les cas, les données ont été tirées des profils géotechniques. En plaçant les valeurs représentatives de l'indice de plasticité et de la limite de liquidité observées à chaque site de glissement sur l'abaque de Casagrande (figure 1), on observe que les glissements étudiés (ronds noirs) couvrent le domaine défini par Leroueil *et al.* (1983) pour les argiles de l'est du Canada. Lorsque, les propriétés physiques d'un site varient avec la profondeur, un choix est fait sur le niveau susceptible d'être le plus facilement remanié. La valeur moyenne des propriétés physiques pour ce niveau est retenue pour le calcul de l'indice de déstructuration.

#### 3.3 Paramètres géométriques

Les paramètres géométriques compilés pour chaque glissement sont identifiés à la figure 7. Ils ont été mesurés en comparant les modèles de terrain pré- et post-rupture, avec généralement une précision au demi mètre. Les volumes et les surfaces des zones de départ et d'étalement ont aussi été estimés. Les volumes ont été estimés en multipliant la superficie de la zone de départ par l'épaisseur moyenne du glissement ( $z$ , sur la figure 7).

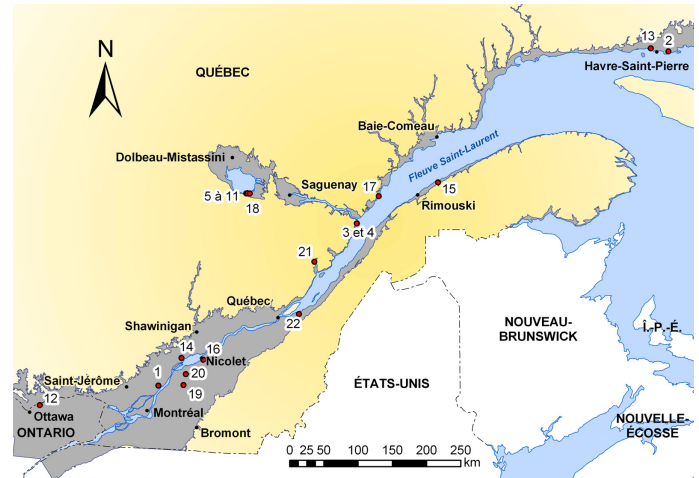


Figure 6. Localisation des glissements retenus pour cette étude. Le gris foncé indique les secteurs émergés qui furent couverts par les mers postglaciaires.

Tableau 1. Informations générales sur les glissements étudiés.

N°	Lieu	Vol. ( $\times 10^3 \text{ m}^3$ )	Type	Sources
1	L'Assomption	1,32	R	Delisle et Leroueil (1997)
2	Baie-des-Trilobites	42,3	RM	Dossier MTQ
3	Baie-Sainte-Catherine	275	RM	Dossier MTQ
4	Baie-Sainte-Catherine	180	RM	Dossier MTQ
5	Desbiens	208	RM	Chagnon (1968)
6	Desbiens	30	RM	Dossier MTQ
7	Desbiens	28	RM	Dossier MTQ
8	Desbiens	90	RM	Dossier MTQ
9	Desbiens	50	RM	Dossier MTQ
10	Desbiens	115	RM	Dossier MTQ
11	Desbiens	100	RM	Dossier MTQ
12	Ottawa	2 700	E	Crawford et Eden (1967)
13	Havre-Saint-Pierre	1 156	E	Locat (2008) et Dossier MTQ
14	Maskinongé	9,8	R	Demers <i>et al.</i> (1999)
15	Métis	183,5	RM	Dossier MTQ
16	Nicolet	28,42	E	Dossier MTQ
17	Petits-Escoumins	250	RM	Dossier MTQ
18	Métabetchouan	16,38	R	Larochelle <i>et al.</i> (1977)
19	Saint-Louis-de-Bonsecours	20,78	RM	Lefebvre et La Rochelle (1974)
20	Saint-Michel-de-Yamaska	40	E	Robert et Chagnon (1976); Dossier MTQ
21	Saint-Urbain	76,5	RM	Lafleur et Lefebvre (1975)
22	Saint-Valier	2,88	RM	Lefebvre et La Rochelle (1974)

#### 4. INTERPRÉTATION DES DONNÉES

La figure 8 met en relation la mobilité exprimée sous la forme du rapport  $L_T/H_T$  et le volume, pour différents types de mouvements de masse. Les argiles sensibles sont représentées par les triangles pointant vers le bas (cette étude) et vers le haut (Edgers et Karlsrud, 1982). Pour un volume équivalent, les argiles sensibles montrent des mobilités plus élevées que les autres matériaux subaériens. Elles se comparent, en terme de mobilité, aux glissements sous-marins. Toutefois, les argiles sont généralement moins sensibles en milieu marin que les argiles dites sensibles en milieu subaérien (Locat et al. 2003, Locat et al. 2007).

La figure 9 met en relation la distance de parcours des débris ( $D$ ) et le volume de la zone de départ ( $Vol$ ) divisé par la largeur de la zone de départ ( $W_m$ ). C'est ce qu'Issler et al. (2005) appellent le «Released volume per unit width» que nous avons traduit par «volume mobilisé par unité de largeur» (VUL). La figure 9 montre qu'il existe une relation relativement bonne entre ces deux paramètres ( $R^2=0,84$ ) qui peut être décrite par la fonction puissance suivante (ligne pointillée sur la figure 9) :

$$D = 0,67(Vol/W_m)^{0,73} \quad [9]$$

La limite supérieure des cas de glissements étudiés est définie par la fonction puissance suivante (ligne noire sur la figure 9):

$$D = 1,3(Vol/W_m)^{0,73} \quad [10]$$

Un glissement avec un VUL élevé montre aussi une distance de parcours élevée. Pour des glissements possédant un même VUL, la distance de parcours devrait varier en fonction des facteurs suivants : degré de destructuration, indice de liquidité et environnement dans lequel l'étalement des débris se produit.

Selon Tavenas et al. (1983), un des éléments clé facilitant le développement de glissements de terrain de forte rétrogression est que les débris puissent se remanier suffisamment de façon à s'évacuer de la zone de départ, laissant l'escarpement arrière sans appui dans des conditions instables. Selon cette observation, il devrait donc y avoir un lien entre le recul du glissement, le remaniement de la masse d'argile et conséquemment, l'avancée des débris. La figure 10 met en relation la distance de parcours ( $D$ ) et la distance de recul en sommet de talus ( $R$ ). Cette dernière valeur peut être estimée par la mesure du recul d'anciennes cicatrices observées par l'analyse de photographies aériennes pour une région donnée.

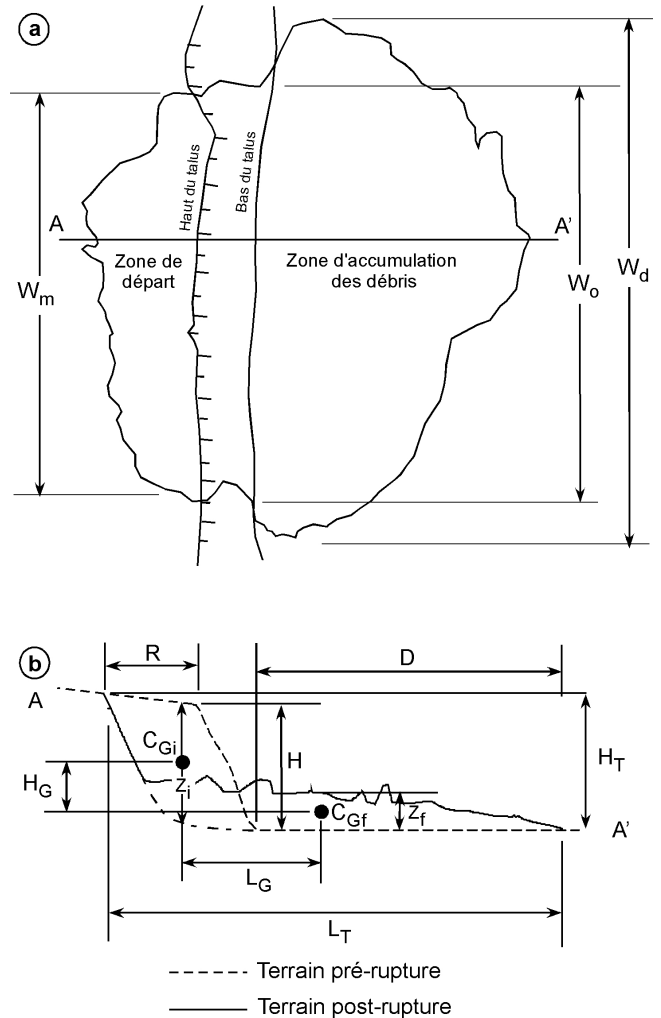


Figure 7. Illustration des différents paramètres géométriques compilés lors de cette étude. En a)  $W_m$  est la largeur maximale de la zone de départ;  $W_0$  est la largeur du pied de la surface de rupture;  $W_d$  est la largeur hors tout de la zone d'accumulation des débris. En b)  $H$  est la hauteur du talus vis-à-vis le pied de la surface de rupture;  $H_G$  et  $L_G$  sont respectivement la distance verticale et la distance horizontale entre les centres de gravité du talus avant rupture ( $C_{Gi}$ ) et de la masse étalée ( $C_{Gf}$ );  $R$  est la distance maximale de recul de la crête du talus;  $L_T$  est la longueur totale du glissement mesurée entre l'escarpement arrière et le bout des débris;  $H_T$  est la hauteur totale du glissement prise entre l'élévation de la couronne et le bout des débris;  $D$  est la distance parcourue par les débris, mesurée entre le pied de la surface de rupture et le bout des débris;  $z_i$  et  $z_f$  sont respectivement les épaisseurs de la masse intacte et de la masse de débris prises vis-à-vis leur centre de gravité respectif.



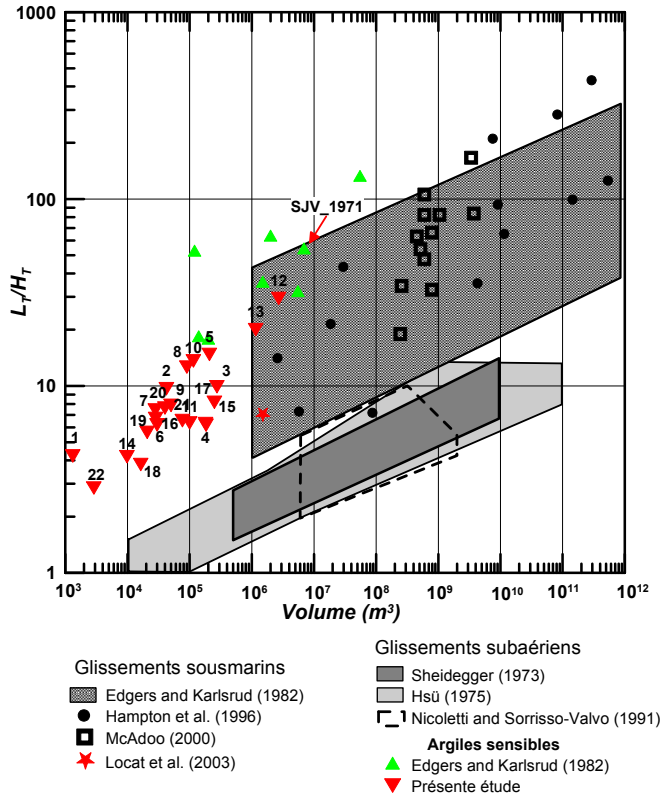


Figure 8. Relation entre la mobilité ( $L_T/H_T$ ) et le volume pour des mouvements de masse observés dans différents environnements et différents matériaux. Les numéros font référence aux glissements présentés au tableau 1.

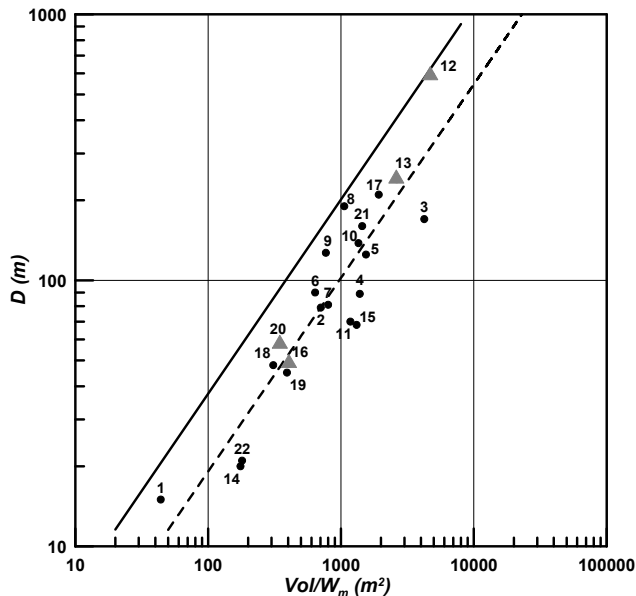


Figure 9. Relation entre la distance de parcours ( $D$ ) et le volume mobilisé par unité de largeur (VUL) pour les cas de glissements répertoriés dans la présente étude. Les numéros font référence aux glissements présentés au tableau 1. Les triangles gris identifient les glissements de type étalement.

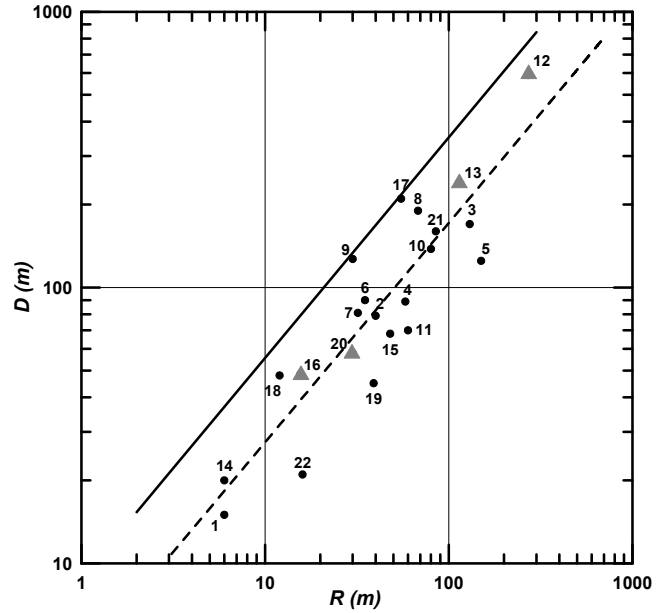


Figure 10. Relation entre la distance de parcours ( $D$ ) et le recul du glissement ( $R$ ). Les numéros font référence aux glissements présentés au tableau 1. Les triangles gris identifient les glissements de type étalement.

La figure 10 montre qu'il existe effectivement une relation relativement bonne ( $R^2=0,80$ ) entre ces deux paramètres qui peut être décrite par la fonction puissance suivante (ligne pointillée sur la figure 10) :

$$D = 4,4R^{0,8} \quad [10]$$

La limite supérieure pour les cas étudiés est définie par la fonction puissance suivante (ligne noire sur la figure 10):

$$D = 8,8R^{0,8} \quad [11]$$

La figure 11 met en relation la distance de parcours ( $D$ ) et l'indice de déstructuration ( $I_D$ ). Si l'on exclu les cas d'étalements, les cas de glissements où l'indice de déstructuration est inférieur à 1 montrent une faible mobilité des débris qui semble augmenter linéairement avec  $I_D$ . Par contre, pour un indice plus grand que 1, il n'y a pas de tendance. Ceci semble conforme à la définition de  $I_D$  ( quation 4) et s'explique peut-être par le fait qu'une fois le matériaux totalement remanié, d'autres paramètres entrent en jeu tels que le VUL et l'indice de liquidité. Les étalements 12 et 13 montrent un indice de déstructuration relativement faible pour une très grande mobilité. D'après l'équation 2, une explication à ce phénomène pourrait être que pour les cas d'étalements, moins d'énergie est dissipée en remaniement ce qui en laisse plus pour la cinétique.

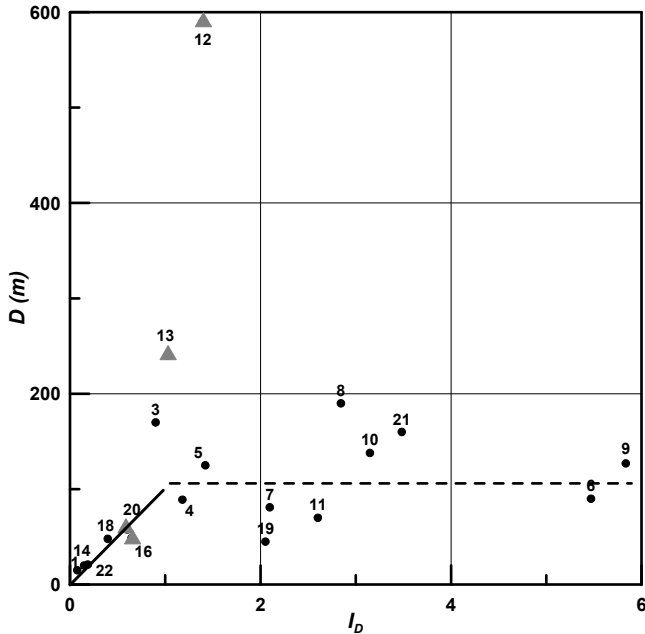


Figure 11. Relation entre la distance de parcours ( $D$ ) des débris et l'indice de déstructuration ( $I_D$ ).

Le calcul de l'indice de déstructuration selon l'équation 8 exige d'établir une valeur unique d'indice de plasticité et de résistance au cisaillement. Pour les cas de glissements de type rotationnel simple ( $R$  dans le tableau 1), les valeurs ne varient que très peu avec la profondeur. Par contre, les profils géotechniques de plusieurs glissements montrent une grande variabilité au niveau de l'indice de plasticité et de la résistance au cisaillement. Pour contourner le problème de la variabilité, l'indice de déstructuration peut être mis en profil de façon à faire ressortir les niveaux d'argile potentiellement remaniées.

La figure 12 montre une vue hélicoptère de l'un des glissements de Desbiens qui s'est produit en 1983 le long des berges du Lac Saint-Jean (cas 10 du tableau 1). Le talus à cet endroit fait environ 15 mètres de hauteur. Le glissement a une largeur de 85 mètres. Il a reculé d'environ 80 mètres et les débris se sont étalés sur une distance de 140 mètres dans le lac. La figure 13 présente le profil géotechnique simplifié du forage F-35 positionné au sommet du talus sur la figure 12. Ce dernier montre que l'indice de liquidité passe au dessus de 1 sous une profondeur de 9 mètres, pour atteindre en plusieurs endroits des valeurs dépassant 10. Pour estimer l'énergie potentielle (équation 1) qui peut être dépensée dans le remaniement de l'argile lors de cette coulée argileuse, la rupture en condition non drainée d'une pente verticale de hauteur  $H$  a été assumée. Selon Tavenas *et al.* (1983), cette hypothèse permet de remplacer  $H_G$  dans l'équation 1 par  $2H/3$ . Sur la figure 13, pour chaque profondeur où des valeurs de résistance au cisaillement et d'indice de plasticité sont disponibles, l'indice de déstructuration a pu être calculé. La profondeur est utilisée ici comme valeur de  $H$ .



Figure 12. Vue hélicoptère de la coulée argileuse de Desbiens qui s'est produite en 1983 (glissement # 10 au tableau 1). Photographie courtoisie du MTQ.

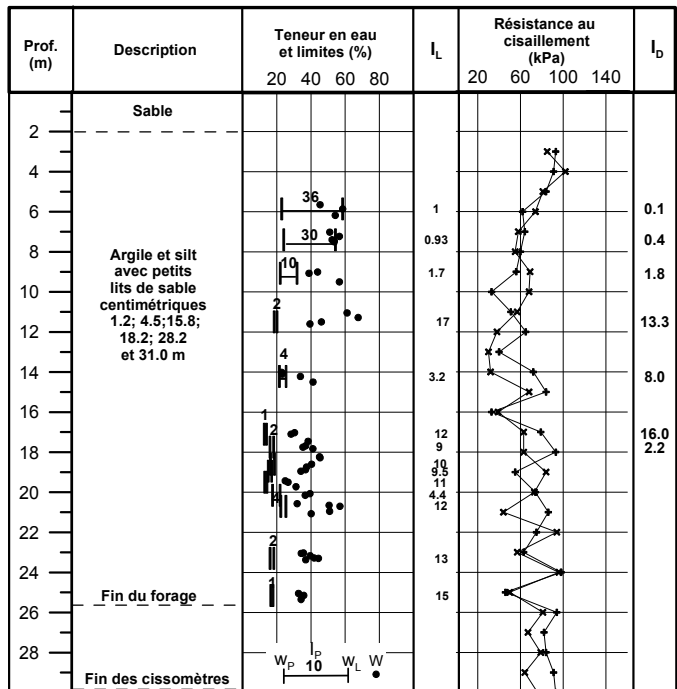


Figure 13. Profil géotechnique du forage F-35 (localisation figure 12).

Une fois l'indice de déstructuration mis en profil ( $I_D$  à la figure 13), on observe qu'entre 10 et 17 mètres de profondeur, l'énergie potentielle disponible dépasse jusqu'à 16 fois l'énergie nécessaire pour remanier un volume donné de cette argile. Il n'est donc pas surprenant qu'une coulée argileuse ait pu se développer dans un tel matériau.



## 5. CONCLUSIONS

L'analyse des données disponibles sur le remaniement en laboratoire des argiles sensibles de l'est du Canada a permis de définir empiriquement l'indice de déstructuration (équations 4 et 8), lequel tient compte de l'énergie nécessaire au remaniement et de l'énergie potentielle disponible.

L'étude de 22 cas de glissements de terrains a permis de documenter l'étape post-rupture des glissements dans les argiles sensibles de l'est du Canada. Cette étude fait ressortir les points suivants:

- Pour un volume équivalent, les argiles sensibles montrent des mobilités plus élevées que les autres matériaux subaériens;
- La distance de parcours ( $D$ ) des glissements dans les argiles sensibles augmente avec le volume mobilisé par unité de largeur;
- Un lien existe entre le recul du glissement ( $R$ ), le remaniement de la masse d'argile et la distance de parcours ( $D$ ) des débris;
- Pour les cas de glissements où l'indice de déstructuration est inférieur à 1, la mobilité des débris est faible et semble augmenter linéairement avec l'indice de déstructuration. Par contre, pour un indice plus grand que 1, il n'y a pas de tendance;
- Malgré le peu de données, il semble que les glissements de type étalement sont plus mobiles que les autres types de glissements pour un même indice de déstructuration;
- L'indice de déstructuration mis sur un profil géotechnique permet de faire ressortir les niveaux d'argile potentiellement remaniables.

L'indice de déstructuration pourrait servir à mieux prévoir les grands glissements de terrain. Toutefois, l'étape post-rupture des glissements dans les argiles sensibles doit continuer à être documentée. Il serait intéressant de compléter l'information géotechnique manquante pour les cas 2, 15 et 17 (tableau 1) et d'ajouter d'autres cas de glissements qui répondent aux critères de sélection mentionnés au paragraphe 3.1. Aussi, il serait intéressant de mettre l'indice de déstructuration en profil pour des cas de coulées argileuses dont les débris ont été canalisés par un ruisseau ou une rivière, telles que Saint-Jean-Vianney (Tavenas *et al.*, 1971) ou South Nation (Eden *et al.*, 1971). D'autres travaux sont donc nécessaires pour améliorer la compréhension de l'étape post-rupture des glissements dans les argiles sensibles.

## 6. REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le Conseil de recherche en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) pour leur support financier et le Ministère des Transports du Québec pour l'accès à leurs archives. Les auteurs tiennent aussi à remercier messieurs Denis Demers et Paul Flon pour leur révision du manuscrit et pour leurs commentaires pertinents.

## 7. RÉFÉRENCES

- Callander, P.F. et Smalley, I.J. 1984. An application of Soderblom's rapidity test to Canadian soils. *Engineering geology*. Vol. 20, n°3, pp. 235-240.
- Carson, M.A. 1977. On the retrogression of landslide in sensitive muddy sediments. *Revue canadienne de géotechnique*, 14, pp. 582-602.
- Conlon, R. J. 1966. Landslide on the Toulnostouc River, Quebec. *Revue canadienne de géotechnique*, vol. 3 n° 3, pp. 113-144.
- Crawford, C.B. et Eden, W.J. 1967. Stability of natural slopes in sensitive clay. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 93, pp. 419-436.
- Delisle, M.-C. et Leroueil, S. 1997. Étude géotechnique d'un talus à l'Assomption. Rapport GCT-96-09, présenté au ministère des Transports du Québec, 73 p.
- Demers, D., Leroueil, S. et d'Astous, J. 1999. Investigation of a landslide in Maskinonge, Québec. *Revue canadienne de géotechnique*, 36, pp. 1001-1014.
- Desrosiers, J.-P. 1978. L'énergie de déformation comme critère d'état limite. Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université Laval, Québec, Canada.
- Dion, D.-J. 1986. Levé géotechnique de la région de Jonquière-Chicoutimi-LaBaie. Série de Manuscrits bruts. Ministère de l'Énergie et des ressources, MB 86-51.
- Eden, W.J., Fletcher, E.B., et Mitchell, R.J. 1971. South Nation River Landslide, 16 may 1971. *Revue canadienne de géotechnique*, 8, pp. 446-451.
- Edgers, L. et Karlsrud, K. 1982. Soil flows generated by submarine slides – case studies and consequences. *Norwegian Geotechnical Institute publication n° 143*, 11 p.
- Ells, R.W. 1908. Report on the Landslide at Notre-Dame de la Salette, Lièvre river, Quebec. Canada Department of mines, geological survey branch, 16 p.-
- Flon, P. 1982. Énergie de remaniement et régression des coulées d'argiles. Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université Laval, Québec, Canada, 292 p.
- Gadd, N. et Peddle, T. 1984. Landslides! *Geos*. Vol. 13, n°3.
- Hampton, M. A., Lee, H. J. and Locat, J. 1996. Submarine Landslides. *Reviews of geophysics*. Vol. 34, n° 1, pp. 33-59.
- Hsü, K.J. 1975. Catastrophic debris streams generated by rockfalls. *Geological Society of America Bulletin*, 86, 129-140.
- Isslér, D., De Blasio, F.V., Elverhøi, A., Bryn, P. et Lien, R. 2005. Scaling behaviour of clay-rich submarine debris flows. *Marine and Petroleum Geology*. Vol. 22, n° 1-2, pp. 187-194.
- La Rochelle, P., Chagnon, J. Y. et Lefebvre, G. 1970. Regional geology and landslides in the marine clay deposits of eastern Canada. *Revue Canadienne de Géotechnique*, 7, pp. 145-156.
- Lafleur, J. et Lefebvre, G. 1975. Synthèse des données pour le glissement de Saint-Urbain, Comté de Charlevoix. Rapport 1, Projet sur l'amélioration des conditions de stabilité des pentes par le contrôle des pressions interstitielles. Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 29 p.
- Lebuis, J., Robert, J.M., Rissman, 1983. Regional mapping of landslide hazard in Quebec. *Proceedings of the*

- Symposium on slopes on soft clays. Report 17, Swedish Geotechnical Institute*, pp. 205–262.
- Lefebvre, G. et La Rochelle, P. 1974. The analysis of two slope failures in cemented Champlain clays. *Revue Canadienne de géotechnique*, 11, pp. 89-108.
- Leroueil, S., Tavenas, F. et Le Bihan, J.-P. 1983. Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada. *Revue Canadienne de Géotechnique*, 20, pp. 681-705.
- Leroueil, S., Vaunat, J., Picarelli, L., Locat, J., Faure, R. et Lee, H. 1996. A geotechnical characterisation of slope movements. *In: Proceedings of the 7<sup>th</sup> symposium on landslides*, Trondheim, 1, pp. 53-74.
- Locat, J., Leroueil, S., et Locat, P. 2003. On the mobility of quick clays: the cases of the St. Jean-Vianney Flowslides of 1663 and 1971. *In Proceedings of the 2<sup>nd</sup> Symposium on Rapid Mass Movements*, Naples. In press.
- Locat, J., 1992. Viscosity, yield strength, and mudflow mobility for sensitive clays and other fine sediments. *Proceedings of the 1<sup>st</sup> Canadian conference on Geotechnique and Natural Hazards*, Vancouver, pp. 389-396.
- Locat, J., Locat, P., Locat, A., et Leroueil, S. 2007. Linking geotechnical and rheological properties from failure to post-failure : the Pointe-du-Fort slide, Saguenay Fjord, Quebec. *In Proceeding of the 3<sup>rd</sup> Symposium on Submarine Mass Movements and their Consequences*, pp. 181-189.
- Locat, P., Leroueil, S., Locat, J., et Duchesne, M.J. 2003. Characterisation of a submarine flow-slide at Pointe-du-Fort, Saguenay Fjord, Quebec, Canada. *In Proceeding of the 1<sup>st</sup> Symposium on Submarine Mass Movements and their Consequences*, pp. 521-529.
- Locat, P. 2008. Transformation des géomatériaux et mobilité des mouvements de masse. Thèse de doctorat en préparation, Département de génie civil, Université Laval.
- Nicoletti, P.G. et Sorisso-Valvo, M. 1991. Geomorphic controls of the shape and mobility of rock avalanches. *Geological Society of America Bulletin*, 103, pp. 1365-1373.
- McAdoo, B.G., Pratson, L.F. et Orange, D.L. 2000. Submarine landslide geomorphology, US continental slope. *Marine Geology*. Vol. 169, n° 1, pp. 103-136
- Mitchell, R.J. et Markell, A.R. 1974. Flowslides in sensitive soils. *Revue canadienne de géotechnique*, 11, pp. 11-31.
- Robert, J.-M. et Chagnon, J.-Y. 1976. Caractéristiques et correction d'un glissement de terrain dans les dépôts argileux de la mer de Champlain à Saint-Michel-de-Yamaska. Dans les *Comptes rendus de la 29<sup>ème</sup> Conférence canadienne de géotechnique*, Vancouver, pp. xi1-xi22.
- Söderblom, R. 1974. A new approach of the classification of quick clays. SGI, Proc. No. 55, pp. 1-17.
- Scheidegger, A.E. 1973. On the prediction of the reach and velocity of catastrophic landslides. *Rock Mechanics*, 5, pp. 231-236.
- Tavenas, F., Flon, P., Leroueil, S. et Lebus, J. 1983. Remolding energy and risk of retrogression in sensitive clays. *Proceedings of the symposium on slopes on soft clays*, Linköping, Sweden. SGI report no 17, pp. 423-454.
- Tavenas, F., Chagnon, J. Y. et La Rochelle, P. 1971. The Saint-Jean-Vianney landslide; observations and eyewitnesses accounts. *Revue canadienne de géotechnique*, 8, pp. 463-478.
- Vaunat, J. 2002. Contributions à l'élaboration d'un système à base de connaissance pour la prévision des risques liés aux mouvements de terrains. Thèse de doctorat, Département de génie civil, Université Laval.
- Vaunat, J., et Leroueil, S. 2002. Analysis of post-failure slope movements within the framework of hazard and risk analysis. *Natural Hazards*, 26, pp. 83-109.
- Yong, R. N., et Tang, K.Y. 1983. Soil remolding and sensitivity measurements. *Geotechnical testing journal*. Vol.6, n°2, pp. 73-80.