

Développement d'outils de gestion du risque de mouvements de terrain dans le secteur Gascons de la société du Chemin de fer de la Gaspésie (Projet Gascons) : Rapport final

(Rapport 10)

Rapport LERN-GASCONS-13-01

Préparé par

Jacques Locat,
Catherine Cloutier,
Dominique Turmel et
François Charbonneau

Laboratoire d'études sur les
risques naturels (LERN)
Département de géologie et de
génie géologique,
Université Laval
Québec, QC,
G1K 7P4

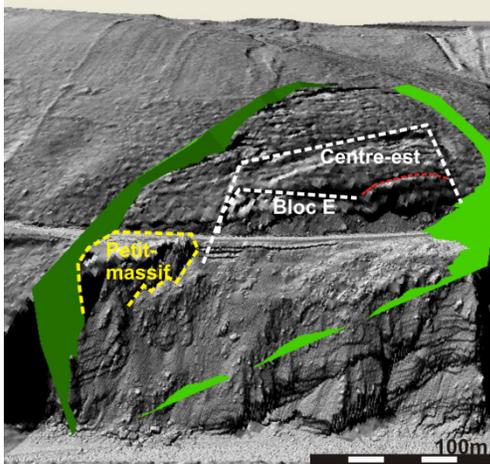
Pour

Chantal Jacob
Le Ministère des Transports du
Québec
et
Daniel Hébert
Transports Canada

Août 2013



Vue vers l'ouest du Petit Massif et du train lors de son passage dans le secteur d'étude



Modèle 3D du glissement avec en vert la surface de rupture

Table des matières

1.	Introduction	1
2.	Objectifs	5
3.	Méthodologie et calendrier des travaux	7
3.1	Méthodologie	7
3.2	Échéancier réalisé pour les divers travaux	8
4.	Synthèse des travaux	13
4.1	Acquisition de données historiques et récentes	13
4.2	Conception et mise en place du système de suivi en quasi-temps réel des mouvements du talus.	13
4.3	Modèle géologique, hydrogéologique et géotechnique du glissement de terrain.	19
5.	Mise en place et validation d'un système de surveillance en temps réel des mouvements du talus	41
5.1	Les composantes du système de surveillance	41
5.2	Capacité et performance du système.....	46
5.3	Conclusions	47
6.	Analyse qualitative et quantitative du risque associés aux mouvements de terrain	59
6.1	Objectifs	59
6.2	Évaluation du risque associé au glissement de Gascons	60
6.3	Discussion.....	74
6.4	Conclusions	78
7.	Conclusions	99
7.1	Conclusions	99
8.	Recommandations	101
8.1	Opérationnelles.....	101
8.2	Scientifiques.....	101
9.	Remerciements	103
10.	Références	105
11.	Annexes.....	109

Liste des tableaux et figures

Tableau 3.1 Sommaire du calendrier des activités compris entre avril 2008 et mars 2013.....	9
Tableau 3.2 Rapports des visites de terrain effectuées dans le cadre du projet Gascons.....	10
Tableau 4.1 Déplacements annuels mesurés par les fissuromètres ainsi que leur plage de lecture et leur durée de vie prédite.....	23
Tableau 4.2 Seuils proposés pour les critères d'alerte.....	24
Tableau 4.3 Stratigraphie de l'extrémité orientale du synclinorium de la Baie-des-Chaleurs (modifié de Bourque et Lachambre, 1980).....	25
Tableau 4.4 Informations relatives aux données piézométriques.....	25
Tableau 5.1 Information relatives aux fissuromètres installés sur le site de Gascons.....	49
Tableau 5.2 Données relatives aux neuf piézomètres installés à Gascons.....	50
Tableau 5.3 Instruments de la station météorologique.....	50
Tableau 5.4 Composantes physiques du système d'acquisition.....	51
Tableau 6.1. Probabilités relatives associées à des termes qualitatifs (traduit de Lacasse, 2008).....	65
Tableau 6.2. Données et résultats de calcul de la probabilité spatiale temporelle que le train se trouve dans la zone du glissement pour les valeurs résiduelle et maximale (ici un délai de 6 heures).....	69
Tableau 6.3. Sommaire des niveaux de vulnérabilité établis à Hong Kong vis-à-vis d'une personne exposée à certains types de mouvement de terrain (Dai <i>et al.</i> , 2002).	71
Tableau 6.4. Calcul du risque pour la voie ferrée, associée à une probabilité annuelle d'un mouvement de terrain causant des dommages ($P_{(t)}$) de 0.05.....	72
Tableau 6.5. Calcul de la fréquence annuelle de perte de vies humaines pour l'élément à risque <i>le train</i>	73
Figure 1.1 Localisation du site de Gascons avec la présentation de la zone active du glissement (ligne continue) et des cicatrices de glissement (ligne pointillée). La carte géologique de Bourque et Lachambre (1980) est superposée au modèle numérique de terrain de 2009. Encadré : « © Le ministère des Ressources naturelles Canada. Tous droits réservés ».	3
Figure 1.2 Plan du système d'instrumentation du glissement de Gascons. L'encadré présente un agrandit du secteur du Petit-massif. Les instruments installés aux trois sites de forages sont détaillés dans le tableau.	4
Figure 3.1 Échéancier général des travaux.....	11
Figure 4.1 Schéma de l'emplacement de l'instrumentation au site de Gascons. L'encadré est un agrandissement du secteur du Petit-massif.	27
Figure 4.2 Déplacements annuels de 2010 et 2011 et 2012 (janvier à mars) pour les fissuromètres 1, 2, 6, 9, 10.	28
Figure 4.3 Haut. Ouverture de la fissure mesurée par le F11. Bas. Vitesses associées au capteur F11. La courbe en gris est la pente de la meilleure droite pour 5 jours et celle en bleu pour 10 jours.....	29
Figure 4.4 Moyenne journalière de l'inclinaison mesurée par le clinomètre.....	30
Figure 4.5 Inclinaisons aux cinq minutes et moyennées quotidiennement pour l'année 2010.	30
Figure 4.6 Modèle numérique de terrain de Gascons. La surface verte représente l'extrapolation de la surface de rupture. Les données des deux SAA horizontaux sont d'août 2010 à février 2011. La fissure E, le bloc qu'elle délimite et le secteur centre-est sont indiqués.....	31
Figure 4.7 Profils de déplacement obtenus du SAA2 pour la période de janvier 2010 jusqu'à octobre 2011. Une surface de rupture située à 22 m de profondeur est bien définie.	32
Figure 4.8 Droite: SAA3 de novembre 2009 à février 2011 Gauche. Inclinomètre du 20 mai 2010 au 25 juillet 2011.	32
Figure 4.9 Carte géologique du secteur de l'Anse-à-Pierre-Loiselle à Port-Daniel-Gascons (Bourque et Lachambre, 1980).	33

Figure 4.10 Coupe géologique le long du profil AA' dans la direction du pendage.....	33
Figure 4.11 Coupe géologique parallèle à la direction du mouvement (BB')	34
Figure 4.12 Localisation des profils topographiques des coupes géologiques.....	35
Figure 4.13 a) Stéréogramme interprété avec les données de 1993 et 2009 (<i>Dips</i>) b) tableau récapitulatif des familles.....	36
Figure 4.14 Délimitation des différents blocs formant le glissement de terrain.....	37
Figure 4.15: Haut : Carte de localisation des fissures et des sources d'eau. La position initiale du site de forage 1 est indiquée dans l'encadré. Bas : Photographie prise en juillet 2010 montant la zone humide en bas de la falaise qui est indiquée par deux X reliés par une ligne noire dans la figure du haut.	38
Figure 4.16: Modèle hydrogéologique schématisé.	39
Figure 4.17: Géométrie du modèle général en forme de dièdre.	39
Figure 4.18 Variations du coefficient de sécurité en fonction du % d'eau présent dans la fissure de tension et sur les plans de glissement.	40
Figure 5.1 Plan d'instrumentation du glissement de Gascons, les chiffres dans le tableau sont des profondeurs. L'encadré est un agrandissement du secteur du Petit-massif.....	53
Figure 5.2 Plan du réseau extensométrique.	54
Figure 5.3 Orientation et noms des rainures du tubage inclinométrique.	55
Figure 5.4 Plan de branchement des boîtes parafoudres. À la sortie du forage, chaque piézomètres à son câble électrique (trois câbles sortent du forage). Cette boîte de jonction permet de passer de trois à un fils multiconducteurs.....	55
Figure 5.5 Schéma général du système d'acquisition des données installé dans la guérite (bungalow).	56
Figure 5.6 Plan de branchement des multiplexeurs.....	57
Figure 6.1 Les étapes de l'analyse du risque (Fell <i>et al.</i> , 2005).	81
Figure 6.2 Critères intérimaires de tolérance de risques (Geotechnical Engineering Office, 1998; ALARP : As Low As Reasonably Practicable).	82
Figure 6.3 Approche générale à l'analyse du risque pour le cas de Gascons.	83
Figure 6.4 Localisation des secteurs pouvant glisser. La fissure O-W est indiquée en rouge.....	83
Figure 6.5 Temps requis pour atteindre des déplacements cumulés de 0.25 à 1m en fonction de la vitesse.	84
Figure 6.6 Rupture du Petit-massif en juillet 1998. Image de gauche : avant la rupture, Centre : lors de la rupture, Droite : situation actuelle (2009).	84
Figure 6.7 Mesures de déplacements du glissement de Gascons. Les courbes bleues sont les mesures effectuées en 1993-94, alors que les autres sont réalisées entre 2009 et 2012. L'axe du temps est présenté en jours et toutes les premières lectures sont rapportées au temps 0.....	85
Figure 6.8 Hypothèses d'évolution (courbes en noir et en bleu) des déplacements menant à la rupture partielle du Petit-massif en 1998. La rupture s'est produite 1725 jours après la première lecture réalisée en novembre 1993.	86
Figure 6.9 Schéma de l'emplacement de l'instrumentation au site de Gascons. L'encadré est un agrandissement du secteur du Petit-massif.	87
Figure 6.10 (a) Modèle numérique de terrain et surface de rupture (en bleu) du secteur Centre-Est vue oblique. (b) La masse du secteur Centre-est a été soustraite du modèle numérique de terrain, vue en plan. (c) La masse du bloc E a été soustraite du modèle numérique.	88
Figure 6.11 (a) et (b) : coupes présentant les surfaces de ruptures associées au secteur Centre-est et au bloc E (profils des parties est et ouest) ; (c) positions des profils est et ouest.	89
Figure 6.12 Arbre événementiel présentant divers scénarios d'évolution du glissement de Gascons. Les termes sont expliqués dans le texte. En noir, les chiffres sont les probabilités relatives associées à chacun des embranchements, alors qu'en rouge se sont le résultat de la multiplication des probabilités de chacune des branches.....	90
Figure 6.13 Arbre événementiel simplifié présentant les conséquences sur la voie ferrée.....	91

Figure 6.14 Risque total en fonction de la fréquence annuelle d'un évènement dangereux dans le secteur de Gascons.....	92
Figure 6.15 Risque total en fonction du temps sans surveillance (qui détermine la valeur de la probabilité spatiale temporelle).....	92
Figure 6.16 Graphique de la fréquence annuelle de la perte d'une vie humaine, pour un train de 20 passagers et risque total pour la voie ferrée. Le graphique présente les valeurs calculées avec les P(S:T) résiduelle et maximale.....	93
Figure 6.17 Graphique de la fréquence annuelle de la perte d'une vie humaine en fonction du nombre de vies humaines, pour chacun des scénarios et avec P(S:T) résiduelle.	94
Figure 6.18 Compilation des critères d'alerte retrouvés dans la littérature (Cloutier et Locat 2012) et identification du seuil limite de 1.5 mm/d à partir duquel les déplacements deviennent importants à considérer pour une action possible à plus ou moins brève échéance (seuil jaune d'alerte).....	95
Figure 6.19 Schéma possible de niveaux d'alerte basés sur des critères de vitesse pour le cas du glissement actif de Aknes en Norvège (modifié d'après Blikra (2008)). On note qu'ici le changement significatif du comportement correspond à une vitesse comprise entre 1 et 2 mm/d.	96
Figure 6.20 Vue du secteur avec le scénario du tunnel et d'un reprofilage accompagné d'ancrages dans le talus.	97

1. Introduction

Le rapport qui suit s'inscrit dans la série des rapports prévus dans le cadre du projet Gascons et en constitue la dernière étape représentant la conclusion des travaux de recherche réalisés par le Laboratoire d'études sur les risques naturels (LERN) du Département de géologie et de génie géologique de l'Université Laval, laquelle vise au développement d'outils de gestion du risque lié aux mouvements de terrain dans le secteur Gascons de la Société du Chemin de fer de la Gaspésie (figure 1.1). Ce projet est rendu possible grâce à la participation financière du ministère des Transports du Québec, du ministère de l'Éducation, du Loisir et du Sport ainsi que de Transports Canada. De plus, l'Agence spatiale canadienne fournit le soutien financier au Centre canadien de télédétection et à la Commission géologique du Canada afin qu'ils participent à l'intégration d'applications satellitaires pour la surveillance du site. Les deux objectifs principaux du projet de recherche sont (1) la mise en place et la validation d'un système de surveillance en temps réel des mouvements du talus (figure 1.2) et (2) la réalisation d'une analyse qualitative et quantitative des divers aléas et risques associés aux mouvements de terrain dans le secteur. Le secteur à l'étude se situe aux environs du millage 30.5 de la division de Chandler de la Société de chemin de fer de la Gaspésie et couvre une superficie d'environ 0.5 km² au droit de l'anse à Pierre-Loiselle (figure 1.1).

Ce rapport vient clore la série des dix rapports qui étaient prévus au projet :

- Données historiques et récentes (Cloutier *et al.*, 2009a);
- Conception du système de surveillance (Lord *et al.*, 2009a);
- Modèle de terrain et du système à référence spatiale (Lord *et al.*, 2009b);
- Modèle géologique (Cloutier et Locat, 2010);
- Système de surveillance couplant les données terrestres et satellitaires (Lord *et al.*, 2010);
- Modèle hydrogéologique (Cloutier et Locat, 2011a);
- Analyse de l'aléa mouvement de terrain (Cloutier et Locat, 2011c);
- Analyse des données de surveillance et définition des critères d'alerte (Cloutier et Locat, 2012a);
- Approche à l'analyse du risque associé à un mouvement de terrain actif (Cloutier et Locat, 2012b);
- Rapport final (2013)**

Les objectifs du projet sont rappelés dans la deuxième section du rapport, puis les travaux sont résumés aux sections 3 et 4, entre autre en présentant les neuf rapports précédents. Ensuite, les deux axes du projet de recherche du projet sont développés. La section 5 fait le point sur la situation actuelle du système de surveillance et la section 6 reprend et discute les résultats de l'analyse du risque, présentée dans le rapport 09. Finalement l'annexe 1 contient un lexique des termes utilisés pour l'analyse du risque, l'annexe 2 contient l'ensemble des articles et communications scientifiques produites dans le cadre de ce projet et l'annexe 3 contient le rapport final sur les données InSAR.

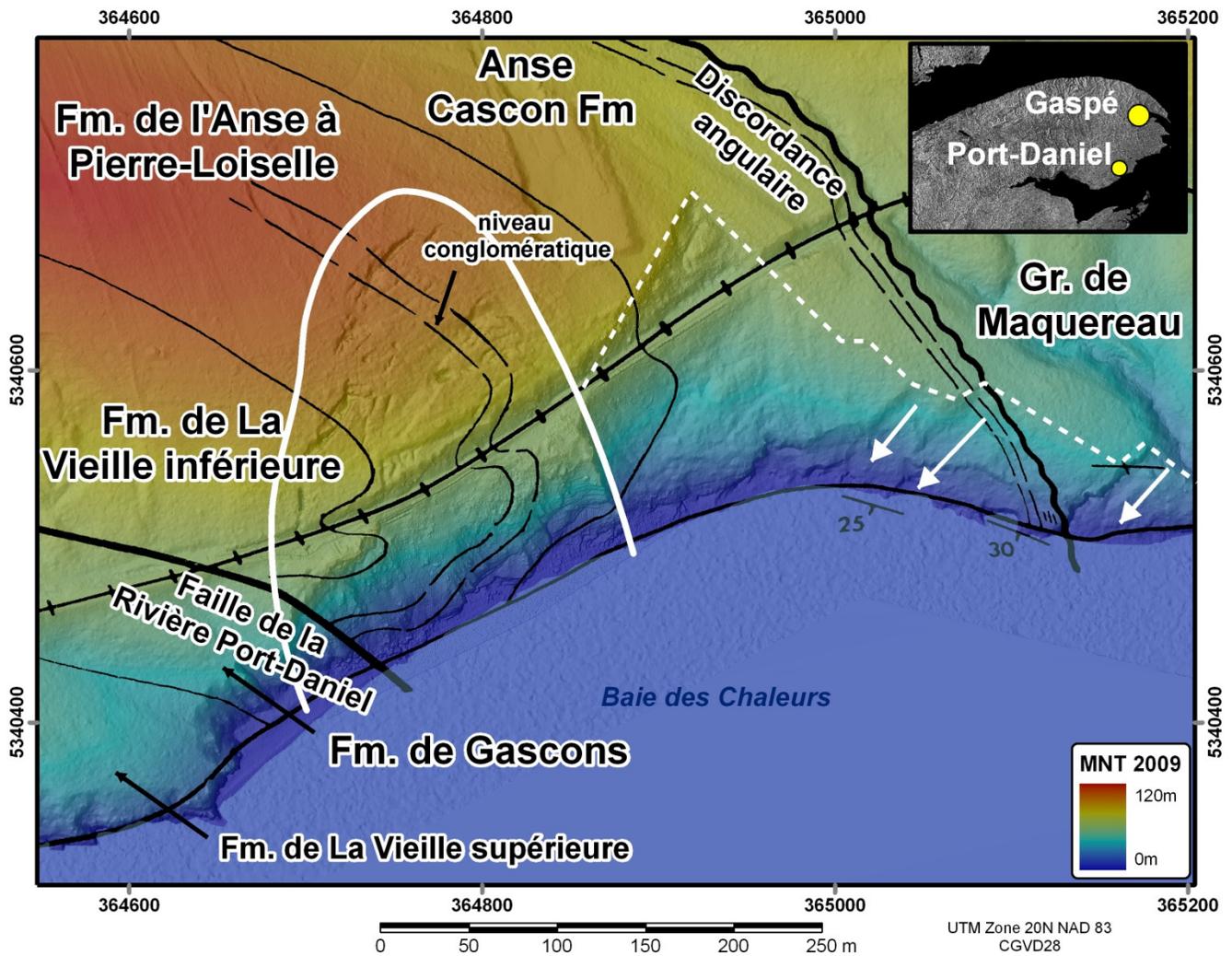


Figure 1.1 Localisation du site de Gascons avec la présentation de la zone active du glissement (ligne continue) et des cicatrices de glissement (ligne pointillée). La carte géologique de Bourque et Lachambre (1980) est superposée au modèle numérique de terrain de 2009. Encadré : « © Le ministère des Ressources naturelles Canada. Tous droits réservés ».

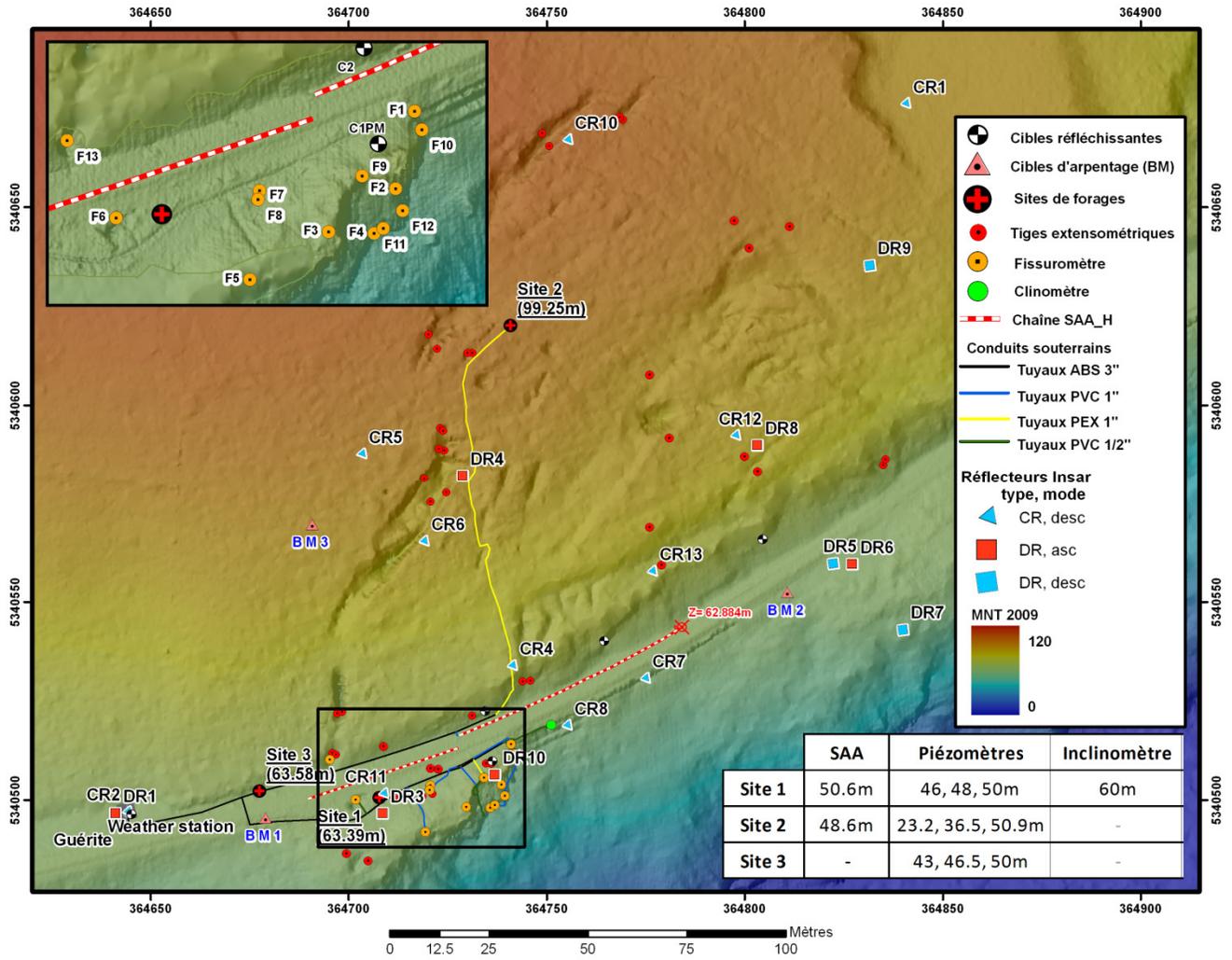


Figure 1.2 Plan du système d'instrumentation du glissement de Gascons. L'encadré présente un agrandi du secteur du Petit-massif. Les instruments installés aux trois sites de forages sont détaillés dans le tableau.

2. Objectifs

L'objectif du rapport final est de synthétiser l'étude réalisée et de regrouper les conclusions générales découlant du travail effectué. Dans la proposition de recherche, les objectifs du projet sont divisés en objectifs opérationnels et en objectifs scientifiques.

Les objectifs opérationnels sont d'améliorer la sécurité des biens et des personnes le long du tronçon situé au point milliaire 30.5 de la subdivision Chandler. Ils sont :

1. Mise en place et validation d'un système de surveillance en temps quasi-réel des mouvements du talus (section 5 du présent rapport).
2. Analyse qualitative et quantitative des divers aléas et risques associés aux mouvements de terrain dans le secteur (section 6 du présent rapport).

De plus, la réalisation des objectifs opérationnels identifiés ci-haut permet l'atteinte des objectifs scientifiques suivants :

1. Validation de la méthode utilisant les capteurs Shape Accel Array (appelée ci-après méthode SAA) pour le suivi des déformations d'un talus rocheux.
2. Développement de critères d'alerte applicables (déformation, vitesse, accélération) au site de l'Anse-aux-Gascons.
3. Développement d'un système intégré de surveillance du massif rocheux comme outil d'aide à la gestion du risque en temps réel.
4. Mise au point d'une approche intégrée du suivi des déformations d'un talus rocheux à l'aide de la méthode SAA, InSAR (interférométrie radar) et LIDAR (terrestre) appuyée sur un modèle de terrain établi à l'aide de levés LIDAR (aéroporté et terrestre).
5. Compréhension du comportement rhéologique (déformation) d'un massif rocheux dont l'origine de l'instabilité est liée principalement à l'érosion côtière et possiblement au développement karstique (subsidence).
6. Par l'utilisation de la méthode d'analyse du risque développée par Keegan (2007), faciliter l'évaluation quantitative du risque pour le secteur à l'étude.
7. Développement d'une approche évolutive de l'analyse du risque associé aux mouvements de terrain rocheux, *i.e.* qui prend en compte les données d'observation du site et de son évolution.

On notera que l'atteinte de tous ces objectifs est mis en évidence par les divers rapports qui leurs sont directement associés.

Il est important de noter ici que, le projet de recherche ne visait pas à remplacer les mesures prises par l'opérateur afin de s'assurer d'une opération sécuritaire du service ferroviaire dans le secteur.

Un dernier objectif, et qui n'est pas le moindre, est celui lié à la formation de personnes hautement qualifiées. Les divers sujets abordés dans le cadre du projet Gascons nous ont permis de former deux étudiants gradués dont un à la maîtrise (Pierre-Étienne Lord (Pierre-Étienne Lord, 2011) et une au doctorat (Catherine Cloutier, 2013). Leurs contributions au projet ont été majeures. De plus, le projet a permis la réalisation de plusieurs stages et des occasions de terrain à plusieurs étudiants.

3. Méthodologie et calendrier des travaux

Dans ce chapitre nous allons brièvement reprendre la méthodologie générale suivie pour la réalisation du projet. Nous y présentons aussi l'échéancier qui a été suivi.

3.1 Méthodologie

La méthodologie utilisée dans le cadre de ce projet est diversifiée et fait appel à des techniques de terrain, de laboratoire et ainsi que numérique. Ce qui suit présente donc une brève description des diverses méthodes que nous avons utilisées. Une importante composante du projet était d'optimiser ces méthodes ou d'autres semblables afin d'en maximiser le croisement des données pour qu'elles soient le plus fiables possibles.

3.1.1 Levés LIDAR

Les levés LIDAR permettent d'obtenir une cartographie fine des surfaces balayées par les faisceaux laser permettant ainsi la réalisation de modèles de terrain précis. Les levés LiDAR ont été réalisés à deux niveaux : aérien et terrestre. Les levés aéroportés sont habituellement réalisés à une altitude de 1200 m et fournissent une résolution verticale de l'ordre de 10 à 25 cm selon les conditions météorologiques et la nature des terrains. Quant aux levés terrestres ils ont été réalisés, aux étés 2009, 2010 et 2011 à l'aide d'un appareil Ilris Optech appartenant à l'Université de Lausanne et à l'aide d'un autre LiDAR Optech appartenant à l'université Laval pour les autres suivis.

3.1.2 Levés multifaisceaux : secteur de l'anse

Les levés multifaisceaux permettent d'obtenir une bathymétrie fine du secteur de l'anse. Les levés ont été réalisés par le CIDCO (Centre InterDisciplinaire de Cartographie des Océans) de Rimouski à bord du Merlu, navire de Pêches et océans Canada, équipé d'un sondeur multifaisceaux et d'une station inertielle. Les levés ont été réalisés en 3 jours. L'utilisation de ces résultats est illustrée par Cloutier (2013) pour l'analyse de la géologie structurale du secteur d'étude.

3.1.3 Géologie, structure et stratigraphie

Les travaux antérieurs avaient déjà identifié la nature géologique des terrains ainsi que de la structure générale du secteur. Une revue détaillée des discontinuités du secteur d'étude a été réalisée afin de valider les données de Locat et Couture (1995a) à l'aide de technique permettant une intégration des données dans une banque de données à référence spatiale (SIG). Les forages qui ont été réalisés et échantillonnés à 100% ont permis de préciser stratigraphie locale, la nature des roches à proximité du plan de rupture ainsi que le niveau de la nappe phréatique. Cette dernière information sera utilisée afin de sélectionner la profondeur à laquelle les piézomètres seront installés.

3.1.4 Instrumentation

Divers types d'instruments sont installés sur le site et cela pour répondre à divers objectifs identifiés plus haut. La section 4.2 du présent rapport décrit plus en détails les divers instruments utilisés dans le cadre du projet. Il

est important de rappeler ici que ce type de montage est unique au Québec et constitue un des points originaux du projet. Tel que décrit à la section 4.2, les instruments ont été déployés dans cinq secteurs : le secteur du remblai (voie ferrée), de la falaise, du Petit-massif, du massif (en amont de la voie ferrée) et du bungalow.

3.1.5 Acquisition et transmission des données

Un système d'acquisition et de télé transmission des données a été mis en place et est décrit en détails au chapitre 5 et dans les rapports qui y sont rattachés. Le système d'acquisition est logé dans le Bungalow situé à l'extérieur du glissement. Ce local a été aménagé par les propriétaires du chemin de fer fournissant ainsi un espace suffisant ainsi que l'énergie électrique pour alimenter les divers appareils tout en gardant la température du local à un niveau acceptable tant en hiver qu'en été.

3.2 Échéancier réalisé pour les divers travaux

Le scénario du calendrier des activités a été établi initialement en considérant que le projet devait débuter en avril 2009, et que la mise en place définitive de la majeure partie du système de surveillance sera complétée en septembre 2009. Le contrat avec le MTQ a été signé le 14 juillet 2009 et celui avec Transport Canada le 7 octobre 2009. Malgré ces retards, nous avons respecté l'échéancier tel que proposé dans la demande initiale. Donc, puisqu'il a été suggéré qu'une période de lecture de trois ans serait nécessaire pour la mise en place, la validation et l'opération du système de surveillance et d'alerte, et qu'il faut compter environ trois mois pour rédiger le rapport de synthèse, ceci nous amène à une fin de contrat au cours de l'année financière 2012-2013.

Les grandes étapes du projet, résumées à la figure 3.1 et détaillées au tableau 3.1, comprennent : (1) la mise en place d'un système de surveillance (projet de maîtrise 1, fin en août 2010), (2) l'analyse de l'aléa mouvement de terrain (projet de maîtrise 2, décembre 2010), (3) l'analyse du risque (mars 2012), et (4) transfert de gestion du système au MTQ (ou aux responsables désignés) et rapport final (mars 2013). Le tableau 3.1 présente aussi les divers produits livrables qui ont été livrés, pour la plupart, selon l'échéancier prévu. Plusieurs rapports de visites et travaux de terrain ont été versés au dossier (site ftp) du projet. Ils sont indiqués au tableau 3.2.

Le tableau 3.1 indique aussi la série d'ateliers que nous avons tenus tout au long du projet afin de maintenir les partenaires au courant de l'avancement de nos travaux et aussi afin de recueillir leurs commentaires et avis. À ceux prévus au départ, se sont ajoutés deux ateliers dont un portait sur le suivi à donner au système de surveillance (24 septembre 2012 au MTQ) et l'autre sur l'approche à l'analyse du risque (7 décembre 2012, Université Laval).

Le tableau 3.1 ne tient pas compte des autres produits de la recherche tels que les publications qui sont reprises à l'Annexe 2 du rapport.

Nous pouvons conclure que nous avons respecté nos échéanciers ainsi que la livraison des produits livrables.

Tableau 3.1 Sommaire du calendrier des activités comprises entre avril 2008 et mars 2013.

Activités/années financières	09-10	10-11	11-12	12-13
Mise à jour des données	*-----*			
Modèle de terrain et SIG	*-----*			
Revue sur les critères d’alerte	*-----	--*		
Levés de terrain (structure, géoradar, etc.)	*--*			
Levés LIDAR terrestre	*_*			*_*
Mise en place de l’instrumentation (forages, SAA, InSAR, piézomètres)	*-----*			
Mise à zéro du système de surveillance	*			
Suivi du système automatique (fin août 2012)	*-----	-----	-----	-----*
Suivis manuels des cibles (2 à 3 fois l’an, fin août 2012)	*-----	-----	-----	-----*
Inspection de la falaise et des instruments	*-----	-----	-----	-----*
Critère d’alerte : analyse des données	*-----	-----	-----	-----*
Modèle géologique	*-----*			
Modèle géotechnique	*-----*			
Modèle hydrogéologique	*-----	-----*		
Analyse de la stabilité (aléas) (M. Sc1)	*-----	-----*		
Analyse intégrée des déplacements (M Sc.2)	*-----	-----*		
Analyse du risque (M Sc. 3)		*-----	-----*	
Établissement de critères d’alerte			*-----	_*
Rapports / Produits livrables				
01 : Données historiques	**			
02 : Conception du système de surveillance	**			
03 : SIG Gascons	**			
04 : Modèle géologique	**			
05 : Télésurveillance de Gascons		**		
06 :Modèle géotechnique et hydrogéologique		**		
07 : Aléa mouvements de terrain		**		
08 : Critères d’alerte			**	
09 : Analyse du risque				**
10 : Synthèse, conclusions et recommandations				*****
Réunions	* * *	*	*	** *

Tableau 3.2 Rapports des visites de terrain effectuées dans le cadre du projet Gascons

#	Titre	Dates de la visite	Référence
01	Visite de terrain, cartographie des fractures et mise en place du réseau extensométrique	1 au 10 juin 2009	(Cloutier <i>et al.</i> , 2009b)
02	Rapport de visite 02, Mesures extensométriques, levés LIDAR terrestre et levés structuraux.	26 au 30 juillet 2009	(Cloutier <i>et al.</i> , 2009c)
03	Mesures extensométriques, conception du système de surveillance et échantillonnage.	2 au 6 septembre 2009	(Cloutier et Lord, 2009)
04	Installation du système d'observation du massif rocheux	24 octobre au 9 novembre 2009	(Lord et Cloutier, 2009)
05	Mesure du réseau extensométrique et mise au point du système de surveillance	16 au 18 décembre 2009	(Cloutier et Lord, 2010)
06	Lecture du réseau extensométrique et des données inclinométriques	12 au 14 mars 2010	(Lord et Cloutier, 2010a)
07	Lecture du réseau extensométrique et des données inclinométriques	21 au 23 mai 2010	(Lord et Cloutier, 2010b)
08	Lectures, installation d'instruments et modification du système d'acquisition du système d'observation	24 juillet au 1 août 2010	(Lord et Cloutier, 2010c)
09	Évènement du 24 février 2011 et mesures manuelles	25 février au 1 mars 2011	(Cloutier, 2011a)
10	Entretien et ajouts au système d'instrumentation et levés manuels	25 juillet au 6 août 2011	(Cloutier et Locat, 2011b)
11	Entretien et levés manuels	13 au 16 novembre 2011	(Cloutier, 2011b)
12	Entretien et levés manuels	30 avril au 4 mai 2012	(Cloutier, 2012a)
13	Entretien, ajouts au système d'instrumentation et levés manuels	4 au 11 août 2012	(Cloutier, 2012b)

Activités/Années	09-10	10-11	11-12	12-13
Historique	↔			
Modèle de terrain	↔			
Instrumentation	↔	↔		
Revue- critères d'alerte	↔	↔	↔	
Modèle géologique	↔			
Modèle géotechnique	↔			
Modèle hydrogéologique		↔		
Analyse de la stabilité		↔		
Analyse intégrée des déplacements	↔			
Analyse du risque		↔		
Critères d'alerte				↔
Rapport de synthèse				↔

Figure 3.1 Échéancier général des travaux.

4. Synthèse des travaux

La présente section présente une synthèse des travaux effectués dans le cadre du projet. Le détail de ces travaux est présenté dans les rapports de visite de terrain ainsi que les rapports produits tout au long du projet. Cette synthèse sera séparée en trois grandes catégories, soit (1) l'acquisition de données historiques, (2) la conception, mise en place et analyse du système de surveillance ainsi que (3) les modèles définissant le glissement de terrain.

4.1 Acquisition de données historiques et récentes

La première étape du projet fut d'établir le bilan des connaissances déjà acquises au p.m. 30.5 de la division de Chandler du Chemin de fer de la Gaspésie (Cloutier *et al.*, 2009a). En effet, bien avant le début de ce projet, ce secteur était réputé comme étant un glissement de terrain rocheux lent, et plusieurs études avaient déjà été complétées par différents intervenants. Dès 1988, le bureau de la protection civile avait demandé une expertise géotechnique de cet endroit à la firme Génilab.

Par la suite, en 1993 et 1994, le GREGI (Groupe de Recherche en Géo-ingénierie du département de géologie et de génie géologique de l'Université Laval) fit une étude structurale de cet endroit pour le compte du CN. Cette étude structurale comportait entre autres l'installation d'une instrumentation sommaire permettant le suivi des déformations de manière ponctuelle (installation de tiges de part et d'autre de fissures ainsi que de cibles d'arpentage), une cartographie structurale ainsi que l'acquisition de données géophysiques, i.e. des levés de géoradar. Des levés topographiques ont aussi été effectués. L'analyse des données acquises lors des campagnes de terrain effectuées en 1993 et 1994 menèrent à une analyse morphologique, hydrogéologique et géotechnique publiée par Locat et Couture (Locat et Couture, 1995a, Locat et Couture, 1995b).

En 1998, il y eut rupture d'une partie du petit massif, tel qu'il avait été prévu dans le rapport de Locat et Couture (1995a). Entre les travaux du GREGI et le moment de cette rupture, peu sinon pas de suivi ne fut fait sur les instrumentations mises en place par le GREGI. Par contre, suite à cette rupture, la firme Journeaux, Bédard et associés recommencèrent à prendre des mesures plus ou moins régulièrement, sur un nombre limité de fissures au droit du chemin de fer. Le chemin de fer prit aussi quelques mesures ponctuelles jusqu'en 2007. Finalement, en 2007, une équipe formée de plusieurs intervenants en vint à la conclusion qu'il fallait effectuer une analyse plus complète du glissement de terrain dans son ensemble.

Tel que mentionné précédemment, une des premières étapes du projet fut de comprendre le rôle de ces intervenants et de mettre à jour la base de connaissance, en incorporant dans une base de données toutes les informations recueillies par tous ces intervenants. De plus, d'autres types de données géospaciales telles que des photographies aériennes, des photographies satellitaires ainsi que la couverture LiDAR ont par la suite été incorporées dans cette base de données.

4.2 Conception et mise en place du système de suivi en quasi-temps réel des mouvements du talus.

Suite à cet inventaire, et suite à l'analyse des données déjà disponibles, l'étape suivante du projet fut de concevoir et mettre en place un système de surveillance en temps quasi-réel des mouvements du talus (Lord et al. 2009a, 2010). Ce système de suivi ou surveillance a deux buts différents, soit : (1) d'aider à la compréhension de la mécanique du glissement de terrain et (2) concevoir un système de surveillance et d'alerte lequel est

abordé plus spécifiquement dans la section 5 du présent rapport ainsi que dans le rapport Analyse des données de surveillance et définition des critères d'alerte (Cloutier et Locat, 2012a).

La première étape dans la conception du système de surveillance fut d'analyser les cas semblables dans la littérature. Trois cas semblables ont été étudiés, soit la Séchilienne en France, Aknes en Norvège ainsi que la falaise des Trappistes en Suisse. Il fut considéré que l'instrumentation devait permettre de mesurer le vecteur vitesse des déplacements (vitesse et direction), emplacement du ou des plans de rupture, les déplacements du mur de soutènement et du remblai, les fluctuations de la nappe phréatique ainsi que les variations de conditions météorologiques. De plus, le système devra être conçu pour être fiable, polyvalent, adaptable et avoir une durée de vie d'au moins 20 ans.

Deux types de suivi sont donc effectués sur le site, soit des mesures directes d'instruments installés sur le site et des mesures indirectes prises par télédétection sur des objets fixes (réflecteurs en coin). Dans le suivi direct, deux types de mesures sont disponibles, soit des mesures ponctuelles et des mesures en continu. Les mesures ponctuelles requièrent qu'une personne se rende sur place pour effectuer les mesures tandis que les mesures en continu sont prises en temps réel via un système d'acquisition. La sous-section suivante présente un bref aperçu des instruments faisant partie du système de surveillance.

4.2.1 Instruments mis en place

4.2.1.1 Extensomètres

Le terme extensomètre réfère au couple d'ancrages fixes munis d'un œillet dont l'espacement est mesuré manuellement par un ruban de mesure ayant une grande précision. Le ruban utilisé est le modèle Convex-Ealey de la compagnie Roctest. La résolution de l'appareil est de l'ordre de 0.01mm. Cet appareil permet de mesurer des couples d'ancrages situés à une distance maximale de 30m.

Les ancrages ont été placés dans deux types d'emplacement. Lorsque possible, les ancrages étaient cimentés dans la roche à l'intérieur d'un trou réalisé avec une foreuse à percussion, trou d'une profondeur variant entre 20 et 30 centimètres. Lorsque le roc n'était pas atteignable, les tiges étaient enfoncées jusqu'au refus dans le mort terrain. Une autre tige à angle avec cette première était aussi enfoncée pour que, une fois rattachée à la première, l'ensemble soit relativement solide. Un œillet était aussi installé à l'extrémité de ces tiges.

4.2.1.2 Fissuromètres

Le fissuromètre est un appareil électronique ancré de part et d'autre d'une fissure et qui mesure son déplacement. Les mesures du fissuromètre, contrairement aux mesures de l'extensomètre, sont prises automatiquement par le système d'acquisition de données. Les fissuromètres ont donc comme avantage, par rapport à l'extensomètre, de permettre une acquisition plus fréquente et à distance. Les fissuromètres utilisés sont le modèle 4420 à corde vibrante de chez GKM Consultants ayant des intervalles de mesure de 150 ou de 300 mm. Le désavantage comparativement à l'extensomètre est donc l'ouverture maximale de la fissure à mesurer qui est beaucoup plus faible.

4.2.1.3 Inclinomètre

L'inclinomètre est un instrument utilisé dans un forage équipé de tubes rainurés, permettant de faire le suivi des déplacements d'un massif rocheux en profondeur et permettant ainsi de localiser le ou les plans de glissement. L'inclinomètre est un instrument de mesure manuelle qui doit être descendu dans le tube rainuré à deux reprises, pour pouvoir déterminer les déplacements dans toutes les directions.

4.2.1.4 SAA

Le SAA se veut, à l'instar du fissuromètre vis-à-vis de l'extensomètre, le vis-à-vis de l'inclinomètre. Le SAA (Shape Accel Array) de la compagnie Mesurand est un appareil permettant de suivre et de quantifier les déplacements d'un massif rocheux en profondeur. Les SAA sont composés d'une série de segments rigides liés par des joints qui sont installés de façon permanente dans un forage (vertical), ou déposés de manière permanente dans un remblai (horizontal). Chaque segment rigide de 500 mm est composé d'un capteur et est relié aux autres par des joints permettant les mouvements dans toutes les directions. Les capteurs permettent de détecter ces mouvements donc de suivre la déformation du SAA dans le temps.

4.2.1.5 Clinomètres bi-axiaux

Les clinomètres bi-axiaux permettent de mesurer des changements d'angles selon deux plans orthogonaux définis au préalable. Le modèle 6160, fonctionnant avec des capteurs MEMS de la compagnie Geokon a été retenu.

4.2.1.6 Piézomètres

Les piézomètres permettent de mesurer les pressions d'eau dans le sol ou dans le roc et sont placés à l'intérieur d'un forage. Ils donnent des informations sur le niveau de la nappe phréatique et permettent de modéliser l'écoulement vertical et horizontal dans le massif. Les piézomètres sont installés de manière permanente et sont reliés au système d'acquisition de données, permettant des lectures automatiques. Dans le cadre de ce projet, trois forages sont instrumentés avec chacun trois piézomètres placés à trois élévations différentes tout en s'assurant que ces derniers soient sous le niveau connu de la nappe phréatique, avec le plus profond au fond du trou.

4.2.1.7 Réflecteurs en coin

La technique de suivi InSAR est utilisée pour le suivi des déplacements au site de Gascons. Cette technique utilise les principes de l'imagerie radar, données acquises dans ce cas-ci de manière satellitaire (Lord et al. 2010). Dans ce projet, des réflecteurs en coin, soit des réflecteurs artificiels ont été installés sur le site pour les besoins de la méthode PTA qui permet d'imager les déplacements d'un terrain de manière ponctuelle en se basant sur des réflecteurs permanents, et ce avec une précision de l'ordre du millimètre. Les réflecteurs en coin sont des points au sol dont le signal radar (phase et amplitude) est constant tout au long d'une série temporelle.

4.2.1.8 Station météorologique

La station météorologique permet d'obtenir des données horaires sur les précipitations, température, humidité relative, pression atmosphérique et vitesse du vent. De plus, la présence d'une jauge de précipitations chauffée permet d'avoir l'équivalent en eau des précipitations neigeuses.

4.2.2 Schéma d'instrumentation

Concernant l'instrumentation, le glissement de terrain fut divisé en 4 secteurs différents, soit 1) le Petit-massif impliqué dans le mouvement général, 2) le secteur de la falaise, 3) le remblai et le mur de soutènement et 4) le bungalow. La carte de l'ensemble de l'instrumentation est présentée en figure 4-1.

Le secteur du Petit-massif fut instrumenté par un réseau extensométrique, des réflecteurs en coin ainsi que par un forage équipé d'un SAA vertical et un forage équipé de trois piézomètres (Site 2). Hormis pour les données d'instrumentation de forage, les données provenant du Petit-massif sont ponctuelles.

Le secteur de la falaise fut quant à lui instrumenté par des fissuromètres et un réflecteur en coin. Les données de ce secteur sont donc ponctuelles pour le réflecteur en coin et en continu pour les fissuromètres.

Le secteur du remblai est instrumenté par deux SAA horizontaux, des fissuromètres, des extensomètres, des réflecteurs en coin, un clinomètre biaxial ainsi que deux forages équipés de piézomètres (Site 1 et 3), 1 forage équipé d'un SAA vertical et 1 forage équipé d'un inclinomètre. Le site 3 est situé à l'extérieur du glissement.

Le dernier secteur, soit le bungalow, est situé en dehors du glissement et est équipé de réflecteurs en coin et d'une station météorologique. De plus, le bungalow accueille le système d'acquisition des données, auquel sont reliés tous les instruments à lecture en continu provenant des trois autres secteurs.

Au final, sur le site sont présents 13 fissuromètres dont 2 qui mesurent des déplacements en cisaillement, 9 piézomètres localisés sur trois forages, 2 SAA verticaux, 2 SAA horizontaux, 1 clinomètre et un réseau extensométrique permettant la prise de 43 couples de données. L'emplacement de tous ces instruments est mis en carte à la figure 4.1. Tout le suivi automatisé des instruments se fait via un système d'acquisition situé dans le bungalow, et les résultats sont retransmis via une connexion internet ou une connexion téléphonique en redondance de la connexion internet, à des serveurs situés à l'Université Laval. Un traitement des données est effectué sur ces serveurs, rendant les informations accessibles et consultables sous forme de graphiques via un portail web sécurisé.

4.2.3 Analyse des données et définition de critères d'alerte.

Le rapport 08 propose une analyse des données de surveillance et la définition des critères d'alerte. Cette sous-section se veut être un résumé de ce rapport. Le lecteur voulant de plus amples détails est référé au rapport de Cloutier et Locat (2012a). Il est à noter que ces critères seront déterminés seulement à partir de lectures provenant d'instruments automatisés.

Les alertes proposées seront technique, jaune, orange et rouge. Une **alerte technique** avisera de la perte de communication entre le bungalow et le serveur (site web), d'une panne d'électricité ou d'une température hors de la plage acceptable dans le bungalow. Des alertes techniques pourraient aussi être programmées pour aviser les gestionnaires qu'un instrument (un fissuromètre) approche de sa plage maximale de lecture et pour aviser des entretiens périodiques nécessaires.

Si un capteur ne répond plus, ceci peut signifier qu'une rupture a eu lieu ou qu'il a été endommagé par un caillou qui aurait chuté sur l'instrument. Ainsi, la perte d'un capteur génèrera une double alerte soit une alerte technique associée à une alerte jaune, orange ou rouge selon le nombre de capteurs perdus et leur importance pour le système. En plus, il faut tenir compte du fait que la perte de capteurs affecte les performances du système de surveillance et ceci a pour effet d'augmenter le risque par une réduction de la capacité de générer une alerte.

Le niveau d'**alerte jaune** signifie que le comportement du massif nécessite une attention particulière. Ce niveau d'alerte serait par exemple activé si on atteint les plages maximales des variations saisonnières (vitesse et accélération) à un rythme différent, ou si un capteur change de tendance, par exemple un fissuromètre qui s'est toujours fermé commence à s'ouvrir. Le niveau jaune serait aussi activé lors de la fonte des neiges et lors d'épisodes de pluie importants. Enfin, des seuils de déplacement cumulés seront aussi définis.

Le niveau supérieur au jaune est le **niveau orange**. Les seuils seront développés de façons similaires à ceux du niveau jaune mais seront plus grands, i.e. une vitesse plus grande, un déplacement cumulé plus grand et des

accélérations plus importantes. De plus, pour déclencher ce niveau d'alerte, plusieurs seuils doivent être dépassés. Par exemple, si trois fissuromètres affichent des vitesses qui dépassent un seuil prédéterminé, une alerte orange sera déclenchée. Ce niveau implique donc plusieurs sources d'informations convergentes.

Le niveau d'**alerte rouge** est relié à l'émission d'une alarme immédiate, qui signifie que le danger est imminent ou que l'événement a déjà eu lieu. Pour déclencher cette alarme, les seuils seront sévères et associés aux changements brusques détectés par plusieurs capteurs ou encore à la perte de communication avec l'ensemble ou la majorité des capteurs. Si l'accélération est progressive, l'alerte rouge aura été précédée des autres alertes. Plusieurs variables affectent la détermination des critères d'alerte. Le type de critère est fonction des instruments (paramètres mesurés et significations par rapport à l'instabilité) et les scénarios envisagés du mode de rupture. Les valeurs ou les seuils associés aux critères dépendent aussi de l'instrument (fréquence de lecture et précision), en plus de la vulnérabilité de l'élément à risque, du risque acceptable et du délai d'avertissement nécessaire pour effectuer les mesures d'urgence (arrêt du train, évacuation, etc.).

4.2.3.1 Fissuromètres

Les fissuromètres mesurent des déplacements locaux en surface entre deux points de la masse, c'est-à-dire, que les données recueillies sont valides pour un secteur du massif, et non pour le massif au complet. Par exemple, si les parties de chaque côté de la fissure bougent à la même vitesse et dans la même direction, le fissuromètre ne se fera pas déformer et montrera une période de stabilité, alors qu'il n'en est rien. Ainsi, l'instrument est seulement efficace pour déceler des différences de mouvements entre les blocs.

Une influence saisonnière certaine est observée dans les patrons de déplacement. Les figures 4.2 et 4.3 présentent les déplacements par année des fissuromètres F1, F2, F6, F9, F10 et F11. On remarque que les changements ne sont pas les mêmes pour chaque instrument, i.e. les ralentissements et accélérations ne sont pas synchronisés, mais qu'ils se répètent pour les deux années d'observation. Les fluctuations saisonnières reflètent vraisemblablement l'influence de la fonte des neiges, des périodes de fluctuations de la nappe phréatique, des effets des cycles de gel/dégel, des périodes d'érosion en pied de talus et possiblement des températures et de la saturation des matériaux. Pour l'instant, il n'existe pas de signe évident de l'influence d'évènements ponctuels, comme une période de précipitations importantes. Pourtant, lors des grandes marées de l'automne 2010, une vitesse accrue des déplacements a été observée sur le F11.

Le déplacement total pour les années 2010 et 2011 (de janvier à décembre) pour chacun des fissuromètres est donné au tableau 4.1, ainsi que le déplacement total depuis le début de l'acquisition. La moitié des fissuromètres sont en phase fermeture et cela même s'ils ont tous été installés sur une fissure préalablement ouverte, indice que le mouvement relatif des blocs varie dans le temps.

Les seuils en vitesse des fissuromètres proposés au tableau 4.2 sont calculés à partir des données observées. Le seuil du niveau jaune est en fait la vitesse moyenne annuelle, alors que la vitesse du niveau orange est la vitesse maximale qui a déjà été observée. Pour les deux fissuromètres installés en cisaillement, leur vitesse annuelle est pratiquement nulle, ainsi dès qu'un mouvement est observé sur le F10 et le F12 la situation est inhabituelle et préoccupante. Lorsqu'on les compare aux valeurs trouvées dans la littérature, ces seuils sont très faibles et le dépassement de ces seuils ne représentent pas nécessairement une situation critique pour la voie ferrée, mais plutôt que la situation déroge à la normale. Vu sous cet angle, ils peuvent apparaître conservateurs, mais ceci résulte aussi du manque de cas connus de rupture dans de tels matériaux et de la faible période d'observation. Avec le temps, ces valeurs seront naturellement de plus en plus fiables et peut-être moins conservatrices.

4.2.3.2 Clinomètre

La moyenne quotidienne de l'inclinaison des axes A et B est mise en graphique à la figure 4.4. Deux niveaux d'oscillations sont observés. La durée du cycle de l'une d'elles est d'une année et est associée aux changements saisonniers qui affectent le matériel du mur. La deuxième oscillation est à plus haute fréquence et est associée à des changements d'inclinaison réels vécus par l'appareil.

À la figure 4.5, les données prises aux cinq minutes sont superposées aux moyennes quotidiennes pour l'année 2010. Les données prises à cinq minutes d'intervalle montrent une oscillation d'amplitude inférieure à la précision de l'appareil d'environ 0.015° (figure 4.5), ainsi qu'une variation quotidienne qui est synchronisée dans les capteurs A et B et qui représente l'influence de la température sur la structure.

Quelques mesures erratiques ont été enregistrées, dont les causes n'ont pas été déterminées. Ces mesures s'écartent de la variation observée annuellement, mais n'est pas jugée complètement aberrante puisqu'elle demeure en deçà de 1° d'inclinaison. Ces valeurs sont toujours uniques, i.e. il n'y a pas deux lectures erratiques d'affilées.

Pour le clinomètre, les valeurs du seuil jaune correspondent au maximum et minimum déjà observés alors que le seuil orange correspond à près du double de l'inclinaison du seuil associé à l'alerte jaune.

4.2.3.3 SAA verticaux et horizontaux

Les SAA horizontaux, qui sont lus à toutes les heures, subissent des tassements différentiels qui s'accordent bien avec la morphologie du glissement. Ainsi, la section est du SAA1 se tasse par rapport à son extrémité ouest et le mouvement est relié au bloc qui se détache tout juste en amont du rail (figure 4.6). De part et d'autre de la fissure E, située à 15 m du SAA1, le capteur réagit différemment ce qui indique que les déplacements du bloc influencent réellement le ballast. Enfin, le mur de soutènement en H-Beam est aussi le plus déformé à l'endroit où cet appareil indique les tassements les plus importants. Si le mur de soutènement se rompt, il est fort probable que le SAA1 soit affecté et qu'une alerte pourra être lancée. Le deuxième SAA horizontal (SAA4) détecte bien les tassements qui sont reliés à une fissure ouverte située sous la voie ferrée et qui a causé les affaissements de 2000 et de 2011 (Cloutier 2011a). Ce tassement affecte l'appareil sur une distance de deux mètres (figure 4.6).

Les SAA verticaux sont situés en amont (SAA2) et en aval (SAA3) du glissement et sont lus aux six heures. En amont de la zone de glissement, une surface de glissement a été identifiée à 21 m de profondeur à partir des données du SAA2. Sur cette surface, un déplacement de 60 mm et une vitesse moyenne de 0.2 mm/d ont été mesurés entre septembre 2010 et 2011. Les déplacements en fonction du temps sont présentés sous forme graphique à la figure 4-7. Sous cette surface, i.e. à une profondeur de plus de 21 m, des déplacements d'environ 18 mm sont observés pour la même période et ce jusqu'à une profondeur de 31 m (figure 4.7). Sous cette profondeur, on considère que la roche n'est pas affectée par le glissement. Au site 1, situé en aval de la voie ferrée, le patron des déplacements avec la profondeur est différent, puisqu'on y reconnaît plusieurs surfaces de rupture, mais aucune ne se démarque autant que celle à 21 m du SAA2. Les données inclinométriques ainsi que celles du SAA vertical voisin (SAA3) sont présentées à la figure 4.8. Des déplacements sont observés jusqu'à 43 m de profondeur. Ici, entre 6 et 8m, les capteurs forment un «S», i.e. des déplacements dans des directions opposées. Cette forme de S est associée à une cavité ouverte reliée à une fissure (Cloutier et Locat, 2010). Les déplacements totaux annuels sont moins grands que ceux du SAA2 et sont de l'ordre de 28 mm, mais varient avec la profondeur (figure 4.8). Il est important de noter ici que le SAA2 a cessé de fonctionner en juillet 2012, vraisemblablement à cause du cisaillement du chapelet à la hauteur de la surface de rupture.

La même logique que pour les fissuromètres a été appliquée aux SAA verticaux. Pour le SAA2, les valeurs étaient de 0.14 et 0.2 mm/d et pour le SAA3 de 0.07 et 0.1 mm/d pour les seuils jaune et orange respectivement. Il faut par contre noter que le SAA2 a cessé de fonctionner donc ne peut plus être utilisé pour le système d'alerte. Pour les SAA horizontaux, seuls des seuils de déplacement sont déterminés. Le seuil peut être atteint par n'importe lequel des segments. L'alerte jaune serait lancée pour une différence de 10 mm alors que l'alerte orange pour une différence de 30 mm.

4.3 Modèle géologique, hydrogéologique et géotechnique du glissement de terrain.

L'analyse des données provenant des divers instruments mis en place sur le site ainsi que l'analyse des données structurales prises dans le cadre du projet jumelées à celles prises par le groupe du GREGI ayant fait une analyse du site en 1993-1994, ainsi que la consultation des cartes géologique ont permis de développer un modèle géologique, hydrogéologique et géotechnique du glissement (Cloutier et Locat, 2010, 2011a, 2011c).

4.3.1 Modèle géologique

Les formations rocheuses sédimentaires affleurantes dans la falaise de l'anse à Pierre-Loiselle sont du groupe de Chaleurs et forment, en partie, le synclinorium de la Baie-des-Chaleurs. Les roches du secteur datent du Silurien (Bourque et Lachambre, 1980), et celles présentes dans la falaise sont présentées dans le tableau 4-3 (modifié de Bourque et Lachambre, 1980).

Le secteur à l'étude est approximativement délimité à l'est par une discordance angulaire et à l'ouest par la faille de la rivière de Port-Daniel. Ces deux structures géologiques, d'orientation similaire, sont délimitées sur la carte géologique présentée à la figure 4.9 (Bourque et Lachambre, 1980). La formation de l'anse à Pierre-Loiselle, située sous la formation de la Vieille et au-dessus de celle de l'anse Cascon, compose la majeure partie de la falaise rocheuse qui est instable. Cette formation est une unité de mudstone calcareux gris verdâtre à gris brunâtre, contenant un pourcentage variable, mais toujours inférieur à 50%, de nodules constitués d'une calcilutite argileuse dans laquelle flottent divers débris organique. Une unité grésoconglomératique est présente et facilement identifiable dans la partie médiane de la formation, et sert de repère dans la coupe géologique.

Morphologiquement, la voie ferrée longe une falaise orientée approximativement à 60° par rapport au nord et fortement inclinée, soit entre 40 et 65°. Cette falaise se termine dans l'anse à Pierre-Loiselle où elle subit l'érosion de la mer. À l'est, cette anse est délimitée par la pointe au Maquereau, où plusieurs cicatrices de glissement de terrain de petite dimension ont été identifiées.

D'un point de vue stratigraphique, deux faciès lithologiques ont été identifiés dans les forages et correspondent à la formation de l'Anse-à-Pierre-Loiselle définie par Bourque et Lachambre (1980). En surface, du sable silteux brun d'une épaisseur entre 0.9 et 1.8 m recouvre le socle rocheux. La première unité rencontrée, d'une épaisseur variant entre 9 et 15m, est une calcilutite à nodules, grise, avec des lentilles de calcite. La deuxième unité, non rencontrée au forage F1, est une calcarénite à nodules, grise, avec des cristaux de quartz et de calcite. Par contre, dans le forage F1, une unité conglomératique lithique à matrice calcaire est présente. La calcarénite et le conglomérat ne formeraient qu'une seule unité, mais dont la granulométrie varierait longitudinalement.

Partant de ces informations ainsi que des analyses préliminaires effectuées, deux coupes géologiques AA' et BB' ont été construites (Fig. 4.10 et 4.11, localisé à la figure 4.12), la première parallèlement à la direction du

pendage des strates (soit à 192°) et la deuxième parallèle à la direction du mouvement. Les informations sur les forages ont été ramenées ou extrapolées sur ces trois coupes.

En plus de la stratification, quatre familles de discontinuités ont été recensées sur le site. Les informations sur le pendage, la direction de pendage et le stéréonet sont présentés à la figure 4.13.

L'analyse des données de terrain, des données des instruments ainsi que du modèle numérique de terrain a permis la délimitation de blocs, ou compartiments, formant le massif. L'identification de ces blocs a été réalisée en considérant les hypothèses suivantes : 1) dans le plan horizontal, un linéament se termine à la rencontre d'un autre, 2) dans le plan vertical, le bloc se termine à la rencontre de la surface de rupture. Pour qu'un bloc puisse exister et, il doit être possible d'y observer des signes de déplacement sur au moins une de ses arrêtes. Comme signe de déplacement sont considérées les pentes mise à nue, une ouverture de fissures, une forte dénivellation locale dans le mort terrain ainsi que par la présence de cavités.

La figure 4.14 présente les divers compartiments impliqués dans le glissement de Gascons et qui en définissent le modèle blocométrique. Il est assumé qu'à l'extérieur du glissement, il y a absence de déplacement donc absence de blocs. Les blocs ont une superficie moyenne variant entre 20 m² et 1400 m². À l'intérieur du glissement, on observe que les blocs sont plus segmentés dans le secteur du petit massif ainsi que dans la partie nord-ouest du massif, aux alentours du site 2. Les volumes calculés des blocs, en fonction de la profondeur de la surface de rupture, ont des volumes calculés variant de 400 à 56000 m³.

4.3.2 Modèle hydrogéologique

Avant même de présenter les résultats sur les conditions existantes à l'intérieur du massif, il est important de présenter les conditions aux limites, soit à la surface. Le glissement de Gascons est situé en bordure de l'anse à Pierre-Loiselle, dans la Baie-des-Chaleurs. À cette limite physique, le marnage est en moyenne de 1.3 m mais les grandes marées peuvent atteindre 2 m. Les vents du sud-est, associés aux vents de tempête, créent des vagues susceptible de causer le plus d'érosion. Sur le massif lui-même, quelques cours d'eau ou étendues d'eau sont présentes. Premièrement, à l'ouest de la zone étudiée, près du passage à niveau, se trouve une étendue marécageuse qui s'assèche en partie durant l'été. De plus, toujours à l'ouest du glissement de Gascons, s'écoule un petit ruisseau intermittent, asséché en été, qui se termine dans la falaise près de la faille de la rivière Port-Daniel. Un ruisseau permanent est aussi visible à 200m à l'est du glissement près de la discordance angulaire identifiée précédemment. À l'intérieur des limites du glissement, en amont et à proximité de la voie ferrée, aucun écoulement superficiel n'est visible. De plus, aucune accumulation d'eau n'a été remarquée à l'intérieur des grandes fissures.

Par contre, de la plage, quelques zones d'écoulement sont visibles dans le secteur du glissement. Une source d'eau située près de la plage a été observée à quelques reprises et est située à la figure 4.15. De plus, vis-à-vis de la jonction entre les murs de soutènement en caisson de bois et berlinois se situe une zone de 10 m de large qui apparaît humide à chaque visite. Cette zone avait préalablement été identifiée et décrite par Locat et Couture (1995a). À l'est de cette dernière, quelques écoulements de dimensions moins importantes ont aussi été notés.

À l'intérieur du massif lui-même, les niveaux d'eau ont pu être analysés à l'aide des piézomètres installés à trois sites différents. Les piézomètres sont des instruments placés de manière permanente dans un forage et mesurant une pression d'eau, qui peut être transformée en une hauteur d'eau équivalente, appelée charge de pression.

Au site 1, soit au sud des rails dans le bloc délimité par les fissures C et B, les piézomètres sont installés à des élévations de 13.39, 15.39 et 17.39 m au-dessus du niveau de la mer, l'élévation de surface en cet endroit est estimé à 16.5 m. À cet endroit, les variations saisonnières sont négligeables, avec des variations saisonnières de l'ordre de 20 cm. Les pressions ne sont pas influencées par les précipitations, sauf lors d'un événement de précipitations. Les charges hydrauliques moyennes sont indiquées au tableau 4.4.

Au site 2, situé en amont de la masse en mouvement, les piézomètres numérotés 4, 5 et 6 sont installés aux élévations de 76.05, 62.65 et 48.35m respectivement. Les piézomètres 5 et 6, soient les deux plus profonds, réagissent aux facteurs extérieurs tels que les précipitations et la fonte des neiges tandis que le piézomètre 4 ne réagit que très peu ou pas à ces facteurs externes. La pression d'eau lue au piézomètre 4 est stabilisée à une hauteur d'eau équivalente de 0.58m. Ce piézomètre est situé juste en-dessous de la masse en mouvement, étant situé tout juste au-dessous du niveau principal de cisaillement situé à une élévation de 77.3m. Les autres piézomètres de ce forage sont fortement influencés par les précipitations et la fonte des neiges. Leurs valeurs moyennes saisonnières sont présentées au tableau 4.4. On peut remarquer, à chaque saison, une charge hydraulique plus faible de l'ordre d'une dizaine de mètres du P6 (le plus profond) par rapport au P5. En fait, les fortes variations de pression observées, bien au-delà du niveau des précipitations, sont considérées comme représentant des variations assimilables à du remplissage de fracture. Pour ce qui est du piézomètre 4, puisqu'il est très proche de la base du glissement et que celui-ci joue le rôle d'un drain, la pression est y proche de la pression atmosphérique.

Le site 3, situé directement au nord des rails et à l'ouest de la fissure A, soit en dehors du glissement, est équipé des piézomètres 7, 8 et 9 installés à des profondeurs respectives de 20.58, 17.08 et 13.58 m au-dessus du niveau de la mer, soit, pour deux des trois piézomètres installés, aux mêmes élévations qu'au site 1 situé à 30m de distance et à pareille altitude. Tout au cours de l'année, les piézomètres P7 et P8 mesurent des augmentations soudaines de la pression, survenant de manière synchrone avec les variations notées par les P5 et P6 du site 2. Ce synchronisme vient appuyer l'hypothèse que les variations sont reliées aux précipitations et à la fonte des neiges. Par contre, les variations causées par la fonte des neiges est enregistrée plus tôt au site 3 qu'au site 2 et la pression diminue plus rapidement au site 3 comparativement au site 2. Le piézomètre 9, le moins profond, montre lui aussi des variations de pression associées aux facteurs environnementaux, mais de manière moins prononcée. Le tableau 4.4 rapporte les valeurs moyennes saisonnières pour ces trois piézomètres. On peut remarquer que la charge hydraulique est plus grande au niveau du piézomètre le plus profond.

De manière schématique, il est possible avec l'ensemble de ces observations, d'établir un modèle hydrogéologique au droit du glissement de terrain (figure 4.16). Ce modèle prend en considération les capacités drainantes de la masse fracturée formant la roche en mouvement. Le modèle présenté comprend deux niveaux, le premier représenté par le polygone bleu correspond à la hauteur de la nappe à l'intérieur de la partie en mouvement, tel que déterminé par le piézomètre P4, les piézomètres P1, P2 et P3 ainsi que l'altitude de la résurgence au bas de la falaise. Le deuxième niveau, représenté par le trait pointillé bleu, correspond à la pression maximale mesurée par les piézomètres P5 et P6. Cette surface piézométrique représente la pression maximale exercée sur la surface rupture et dans la fissure de tension arrière.

4.3.3 Modèle géotechnique

En se basant sur les modèles géologique et hydrogéologique, il fut possible d'établir un modèle géotechnique du glissement de terrain et de procéder à l'analyse de la stabilité générale du massif et plus particulièrement du Petit-massif. L'analyse géotechnique a été réalisée en deux parties. En premier lieu, le test de Markland est effectué à partir des données structurales et à partir de la géométrie du site. Ce test permet de déterminer quels sont les types de glissements cinématiquement possibles, et sur quels plans de fractures ces glissements se

produiraient. La deuxième partie est l'application de la méthode dite à l'équilibre limite, i.e. une analyse permettant d'analyser les forces et moments nécessaires pour que le massif soit dans un état d'équilibre limite, soit que les forces qui résistent au mouvement soient égales aux forces causant le mouvement. Le ratio entre ces deux forces constitue ce qui est communément appelé le facteur de sécurité (F). Dans le cas où les forces générant le glissement sont plus élevées que les forces résistantes, le facteur de sécurité sera inférieur à 1 et le massif sera considéré instable. Dans le cas contraire, le massif sera stable et le facteur de sécurité sera supérieur à 1. Dans un cas comme Gascons, où le glissement est actif, l'analyse de stabilité ne vise pas à évaluer le coefficient de sécurité, lequel est assurément inférieur ou égal à 1. L'analyse de stabilité vise surtout à évaluer l'influence de la pression interstitielle sur la valeur du coefficient de sécurité ainsi qu'une valeur réaliste de l'angle de frottement.

Le glissement de Gascons est soumis à différents types de rupture. Locat et Couture (1995a, 1995b) ont identifié que le principal mode de rupture était la rupture planaire. Avec les nouvelles données et le nouveau modèle numérique de terrain, ces analyses antérieures ont été revues.

L'analyse de Markland pour la rupture planaire effectuée par Cloutier et Locat (2011c, rapport 07) montre que le mouvement général du talus ne peut pas se faire selon une rupture planaire. Par contre, pour le secteur du Petit-massif ainsi qu'au pied du talus, la direction de la pente est telle que localement, des ruptures planaires sont possibles sur S0. Cette même analyse mais effectuée pour les ruptures par basculement montre que des ruptures par basculement associées aux familles A et C et se produisant sur S0 pourraient être possibles localement lorsque la direction du talus le permet, mais étant donné la direction moyenne, c'est une situation limite. Finalement, cette analyse montre que le glissement général est constitué d'un grand dièdre formé par la famille de discontinuité D et le litage S0. La direction de la ligne d'intersection entre ces discontinuités est située entre S0 et la direction du talus.

L'analyse du glissement principal (Fig. 4.17), détaillée dans le rapport 07 (Cloutier et Locat 2011c), montre que le volume du dièdre créé est de l'ordre de 370 000 m³. L'angle de frottement requis pour que le coefficient de sécurité soit de 1 est de 20.1°. En faisant varier la hauteur de la nappe phréatique entre un cas sec et un cas où les fissures sont totalement remplies d'eau, le coefficient de sécurité varie entre 0.7 et 1.02. Par contre, pour les plages de valeurs telles que déterminées par le modèle hydrogéologique, la variation serait comprise entre 1.01 et 0.959 (Fig. 4.18).

Le Petit-massif, i.e. la section comprise, du nord au sud, entre la falaise bordant le côté nord de la voie ferrée et la mer, et de l'est à l'ouest entre le mur berlinois et la limite ouest du glissement, a été analysé comme une rupture planaire. Cette portion de talus implique un volume mobilisable d'environ 90 000 m³. L'analyse effectuée montre que l'angle de frottement requis pour un facteur de sécurité de 1 est de 21 degrés. De plus, ce secteur est celui qui montre le plus grand nombre de signes de mouvements, vraisemblablement en réponse à l'érosion en pied de talus. L'analyse effectuée ne tient pas compte des déplacements des divers blocs observés. Une analyse plus poussée de ce secteur devrait considérer la cinétique des compartiments avec des plans de glissement moins profonds et de dimensions moindres, puisqu'ils semblent être ceux qui affectent de façon directe la voie, par exemple dans les cas de soutirage.

Tableau 4.1 Déplacements annuels mesurés par les fissuromètres ainsi que leur plage de lecture et leur durée de vie prédite

#	dépl. 2010 (mm)	dépl. 2011 (mm)	dépl. total (mm)	élongation initiale (mm)	élongation restante (mm)	temps restant (année)
F1*	-6.30	-5.04	-13.90	150	136	27.0
F2*	1.39	2.93	6.10	150	144	49.1
F3*	-1.99	-0.95	-2.82	150	147	154.8
F4*	-2.31	-2.54	-7.15	75	68	26.7
F5*	1.86	2.43	4.57	75	70	29.0
F6*	1.83	3.21	7.71	150	142	44.3
F7**	-	2.82	4.98	75	70	24.8
F8**	-	-2.84	-4.08	75	71	24.9
F9**	-	-2.46	-3.70	75	71	28.9
F10**	-	-0.22	-0.57	75	74	343.0
F11**	-	23.26	33.32	75	42	1.8
F12**	-	25.20	23.40	50	27	1.1

* Période d'acquisition du 07/11/2009 au 13/03/2012

** Période d'acquisition du 30/07/2010 au 13/03/2012

Tableau 4.2 Seuils proposés pour les critères d'alerte

Instruments	Jaune d (mm)	Orange d (mm)	Jaune V (mm/d)	Orange V (mm/d)
F1			-0.014	-0.052
F2			0.008	0.025
F3			-0.003	-0.006
F4			-0.007	-0.03
F5			0.007	0.071
F6			0.009	0.02
F7			0.008	0.012
F8			-0.008	-0.016
F9			-0.007	-0.027
F10			-0.001	-0.0006
F11			0.064	0.19
F12			0.069	0.001
Clino A	> 0.12, < -0.08	>0.3, <-0.2		
Clino B	>0.14, <0	>0.3, <-0.2		
SAA1 - H	10	30		
SAA2 - V			0.14	0.2
SAA3 - V			0.07	0.1
SAA4 - H	10	30		

Tableau 4.3 Stratigraphie de l'extrémité orientale du synclinorium de la Baie-des-Chaleurs (modifié de Bourque et Lachambre, 1980)

Chronostratigraphie		Lithostratigraphie			Lithologie
		Groupe	Formation		
POST SILURIEN		Roches intrusives			
CARBONIFÈRE		Innommé	Bonaventure	24	
Discordance angulaire					
DEVONIEN	GEDINNIEN	Chaleurs	Indian Point	18	
SILURIEN	PRIDOLIEN		West Point	17	
	LUDLOVIEN		Gascons	16	Mudstone, siltstone et grès fin, gris à gris verdâtre, calcaireux à non calcaireux; un peu de mudstone à nodules de calcilutite ou de calcarénite; un peu de shale calcaireux brunâtre; altération superficielle rouge par endroits.
	WENLOCKIEN		La Vieille	13	Membre supérieur : identique au membre inférieur. Membre médian : calcilutite à stomatolithes et concolithes, monticules algaires; calcarénite à peltoïdes. Membre inférieur: calcilutite ou wackestone noduleux à interlits de shale calcaireux.
			Anse à Pierre-Loiselle	12	Mudstone gris à nodules calcaires avec un peu de grès fin à la base; un horizon repère de conglomérat et grès grossier à particules de quartz et feldspath et fragments de roches dans la partie médiane.
			Anse Cascon	8	Grès quartzeux chamois, en lits épais avec par endroits des laminae parallèles et entrecroisées; interlits de shale; bioturbation poussée. Présence d'une unité repère de mudstone verdâtre à nodules calcaires.
	LLANDOVERIEN		Weir	7	Grès et conglomérat feldspathiques; arkose; roches allant des siltstones aux grès fins, gris-vert, calcaireuses à non calcaireuses; un peu de calcaire silto-argileux.
			Clemville	6	Membre supérieur (dans toute l'étendue de la région): siltstone et grès fin argileux, gris verdâtre, calcaireux, avec un peu de mudstone à nodules calcaires par endroits. Membre inférieur (secteur de New-Richmond-Bonaventure): grès quartzeux chamois pâle à jaunâtre, en bancs épais et à interlit argilo-silteux gris verdâtre.
ORDOVICIEN	ASHGILLIEN		Matapédia	5	
			Honorat	4	
Discordance angulaire					
ORDOVICIEN	CARADOCIEN	Mictaw		3	
Discordance angulaire					
CAMBRIEN INFÉRIEUR		Maquereau		1	

Tableau 4.4 Informations relatives aux données piézométriques

Site	Instrument	Prof. m	Élev. m	Lectures initiales directement après l'installation			Niveaux d'eau moyen minimal au cours de l'année 2010-2011			Moyennes saisonnières de la charge hydraulique (h)			
										Été	Automne	Hiver	Printemps
				kPa	hp	h	kPa	hp	h	m	m	m	m
1	P1	46.0	17.39	18.6	1.90	17.29	14.6	1.49	18.89	18.87	18.97	18.91	18.77
	P2	48.0	15.39	36.0	3.67	17.06	31.8	3.24	18.64	18.61	18.71	18.65	18.52
	P3	50.0	13.39	54.2	5.53	81.58	49.8	5.08	18.48	18.43	18.56	18.48	18.37
2	P4	23.2	76.05	84.9	8.66	71.31	9.3	0.95	77.00	76.92	76.85	77.12	78.49
	P5	36.6	62.65	201.0	20.49	68.84	132.4	13.50	75.00	76.70	81.50	78.67	80.38
	P6	50.9	48.35	280.1	28.55	49.13	173.2	17.65	66.00	66.50	68.52	67.34	68.42
3	P7	43.0	20.58	83.3	8.49	25.57	23.7	2.42	23.00	24.08	26.74	25.66	30.54
	P8	46.5	17.08	42.1	4.29	17.87	39.2	4.00	21.00	21.07	22.35	21.77	21.91
	P9	50.0	13.58	84.9	8.66	8.66	147.2	15.00	28.50	28.34	29.14	28.61	28.80

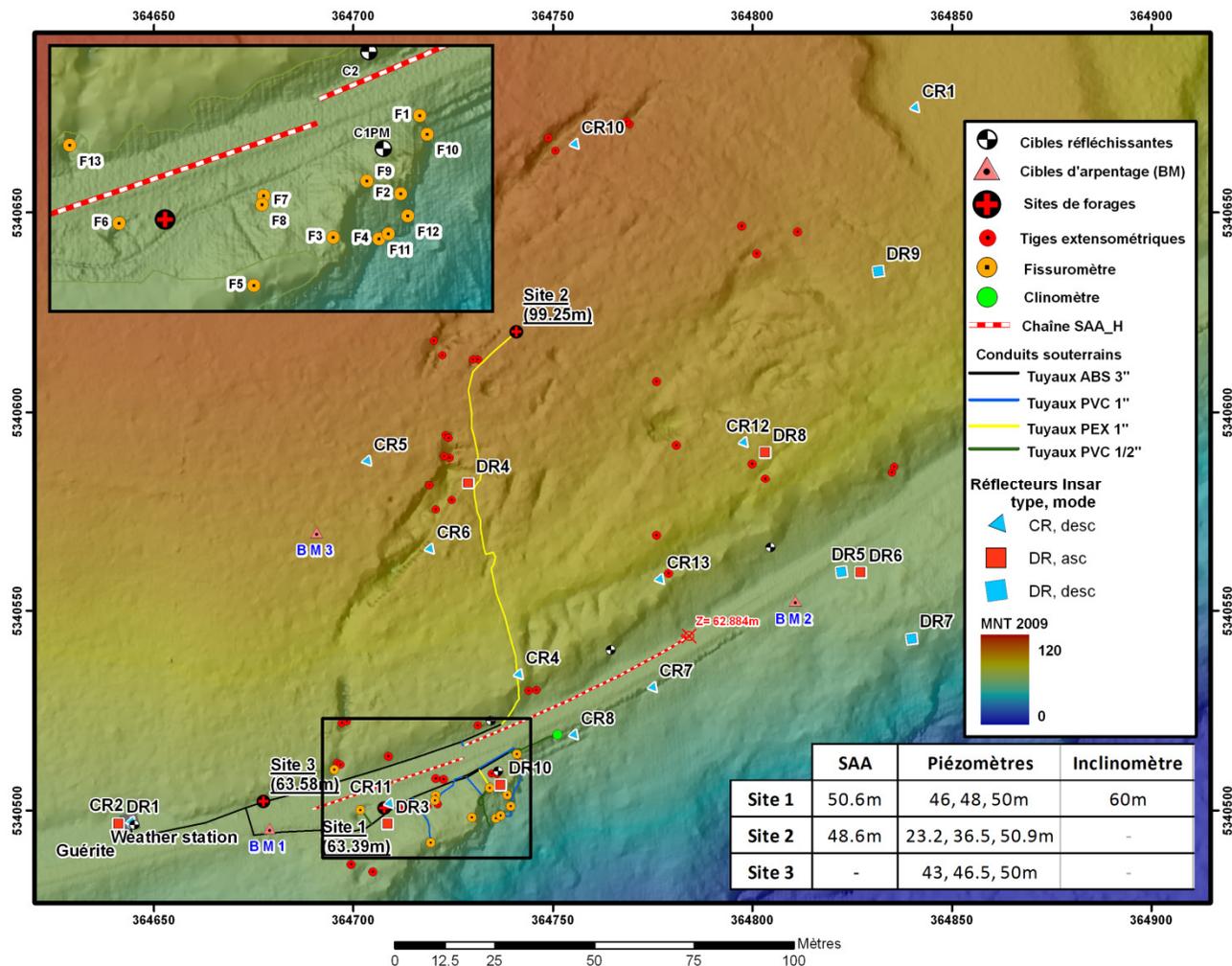


Figure 4.1 Schéma de l'emplacement de l'instrumentation au site de Gascons. L'encadré est un agrandissement du secteur du Petit-massif.

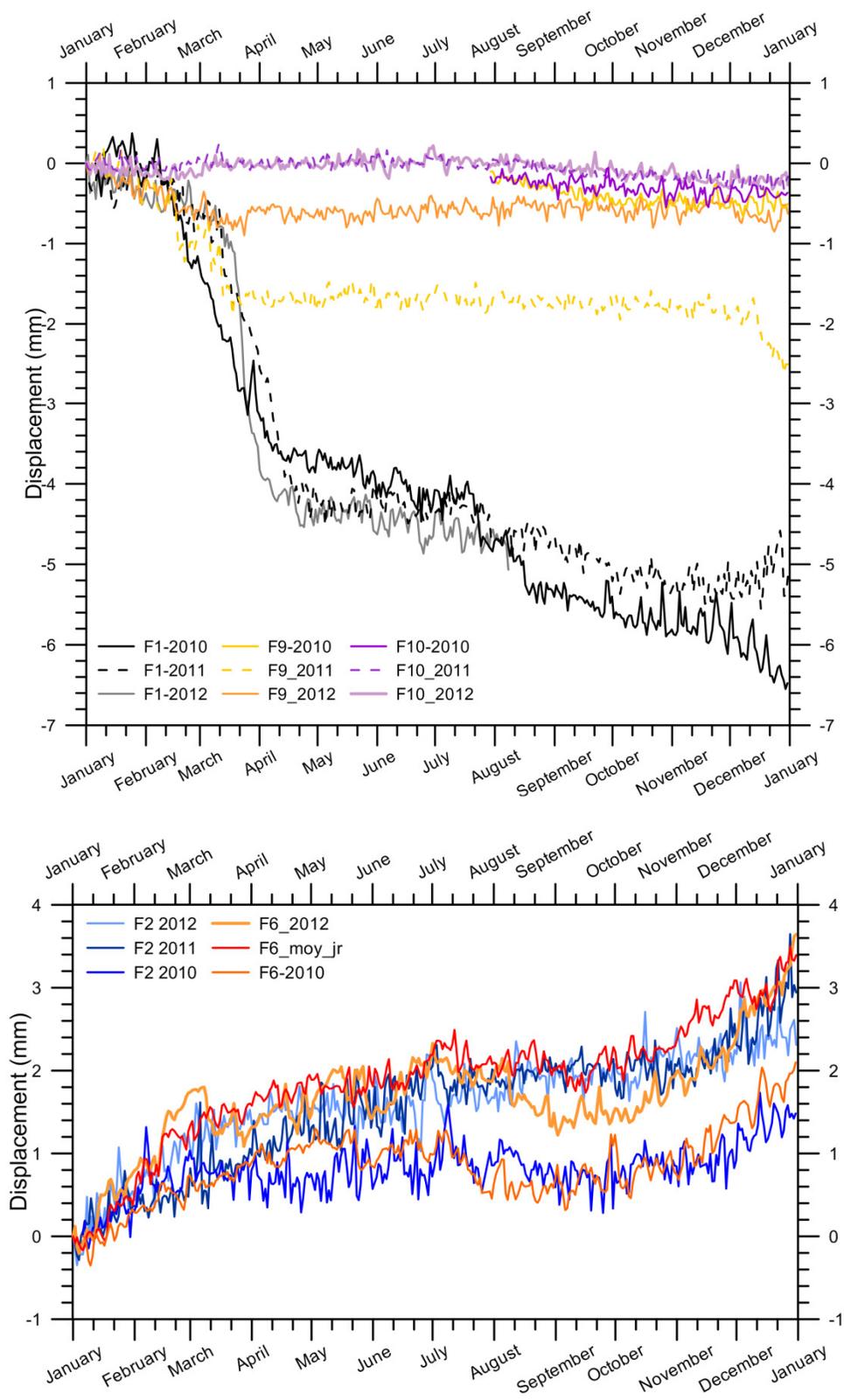


Figure 4.2 Déplacements annuels de 2010 et 2011 et 2012 (janvier à mars) pour les fissuromètres 1, 2, 6, 9, 10.

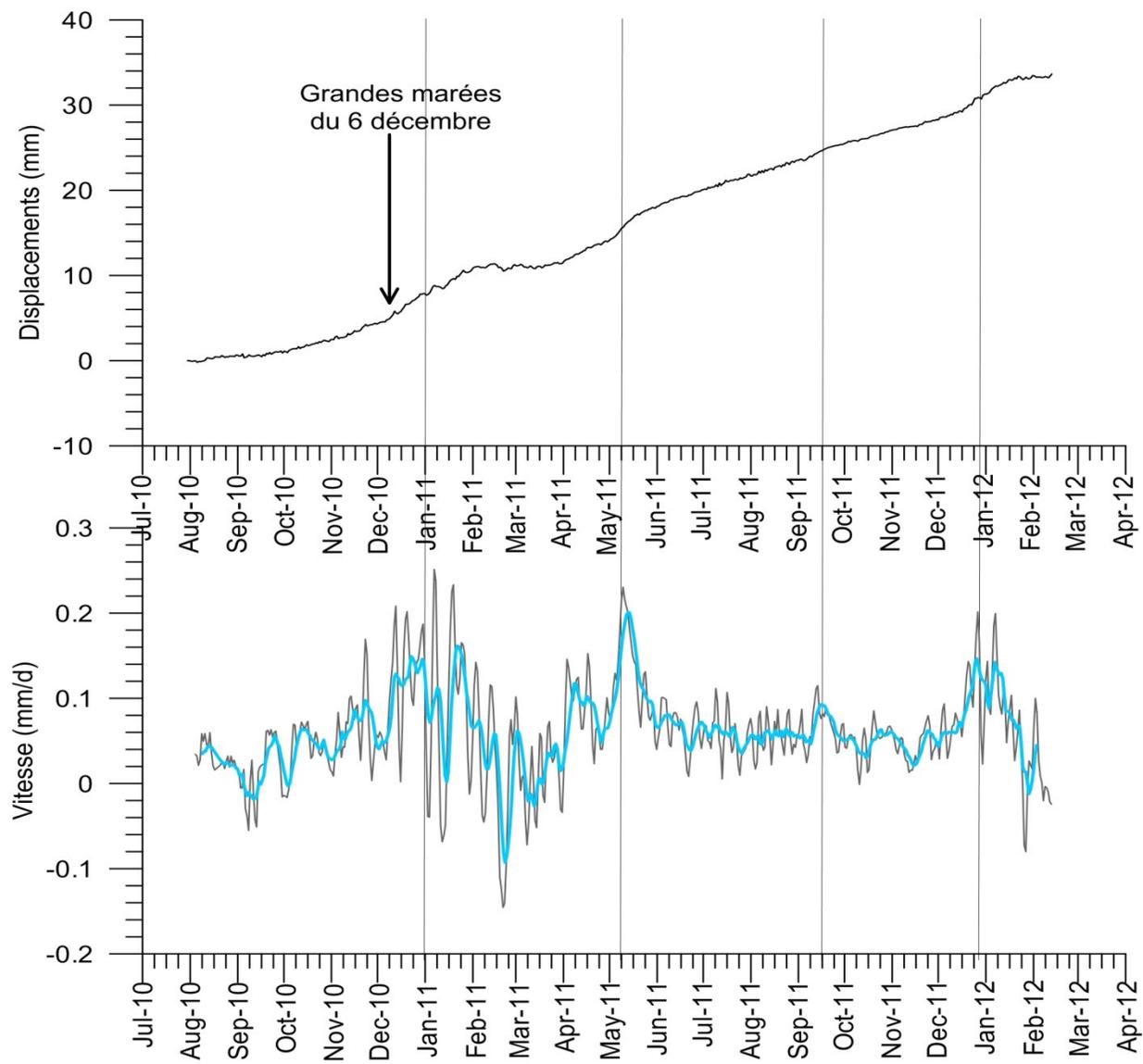


Figure 4.3 Haut. Ouverture de la fissure mesurée par le F11. Bas. Vitesses associées au capteur F11. La courbe en gris est la pente de la meilleure droite pour 5 jours et celle en bleu pour 10 jours.

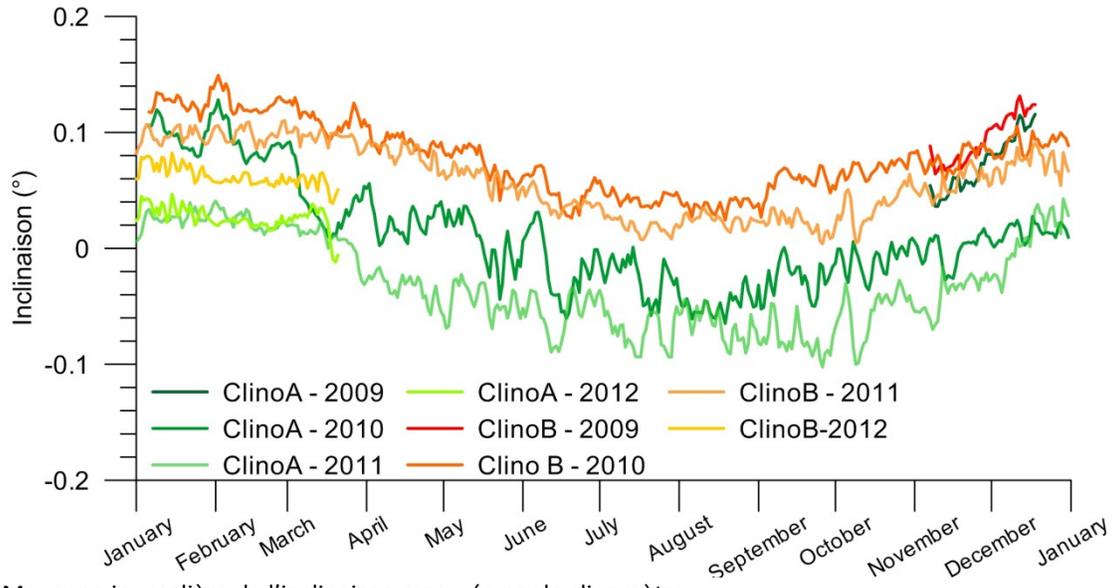


Figure 4.4 Moyenne journalière de l'inclinaison mesurée par le clinomètre.

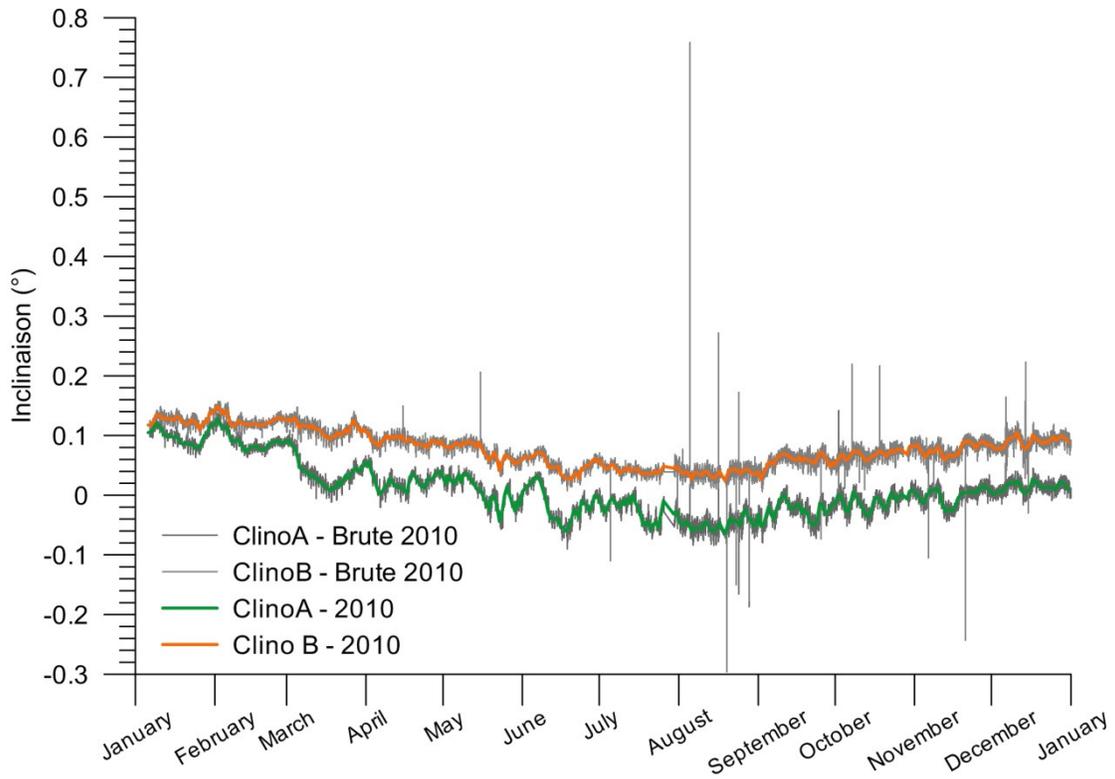


Figure 4.5 Inclinaisons aux cinq minutes et moyennées quotidiennement pour l'année 2010.

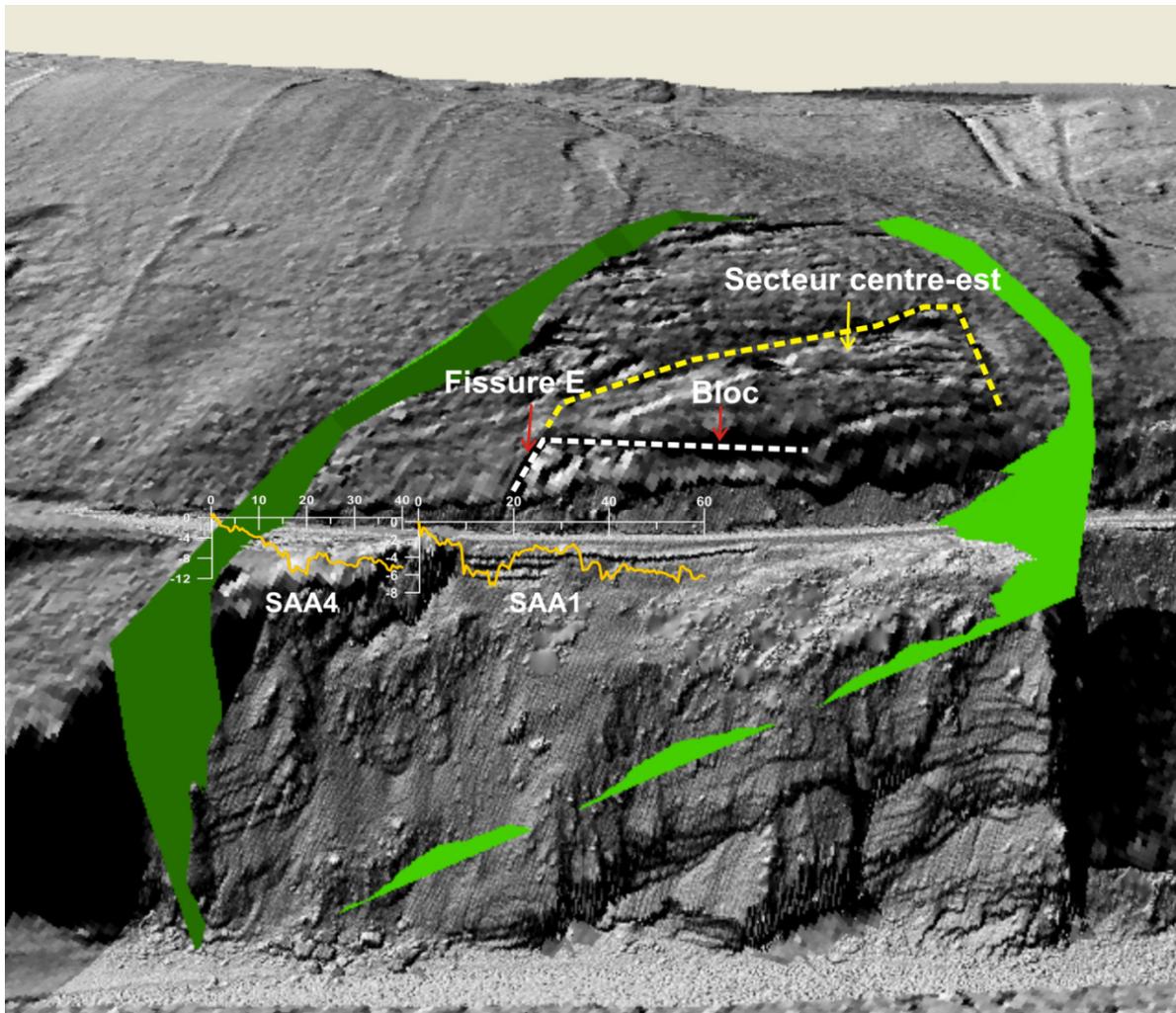


Figure 4.6 Modèle numérique de terrain de Gascons. La surface verte représente l'extrapolation de la surface de rupture. Les données des deux SAA horizontaux sont d'août 2010 à février 2011. La fissure E, le bloc qu'elle délimite et le secteur centre-est sont indiqués.

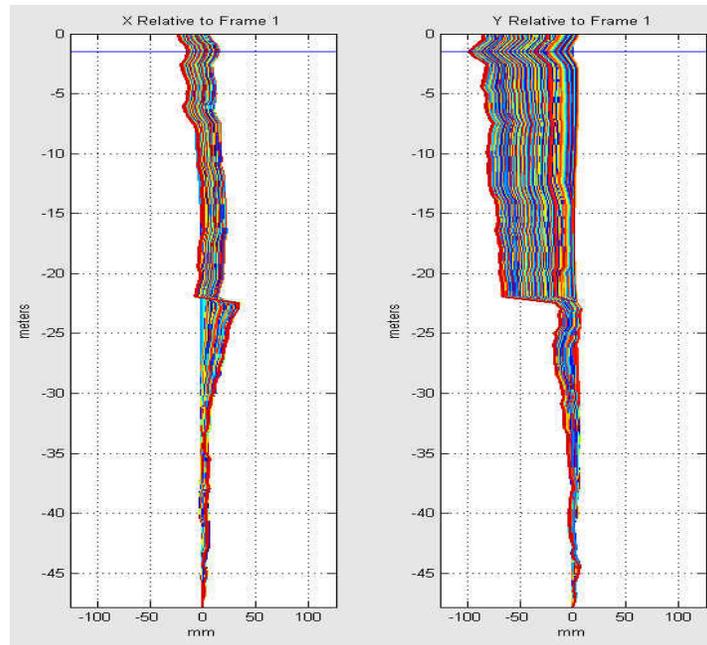


Figure 4.7 Profils de déplacement obtenus du SAA2 pour la période de janvier 2010 jusqu'à octobre 2011. Une surface de rupture située à 22 m de profondeur est bien définie.

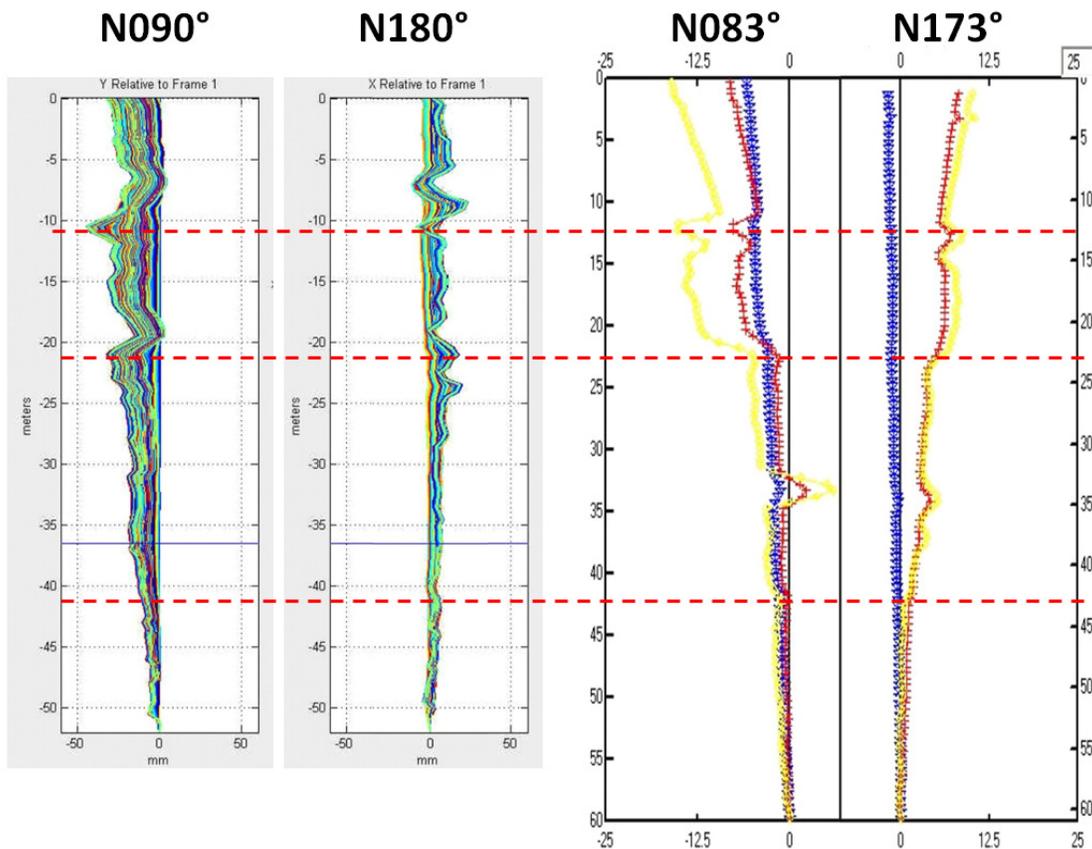


Figure 4.8 Droite: SAA3 de novembre 2009 à février 2011 Gauche. Inclinomètre du 20 mai 2010 au 25 juillet 2011.

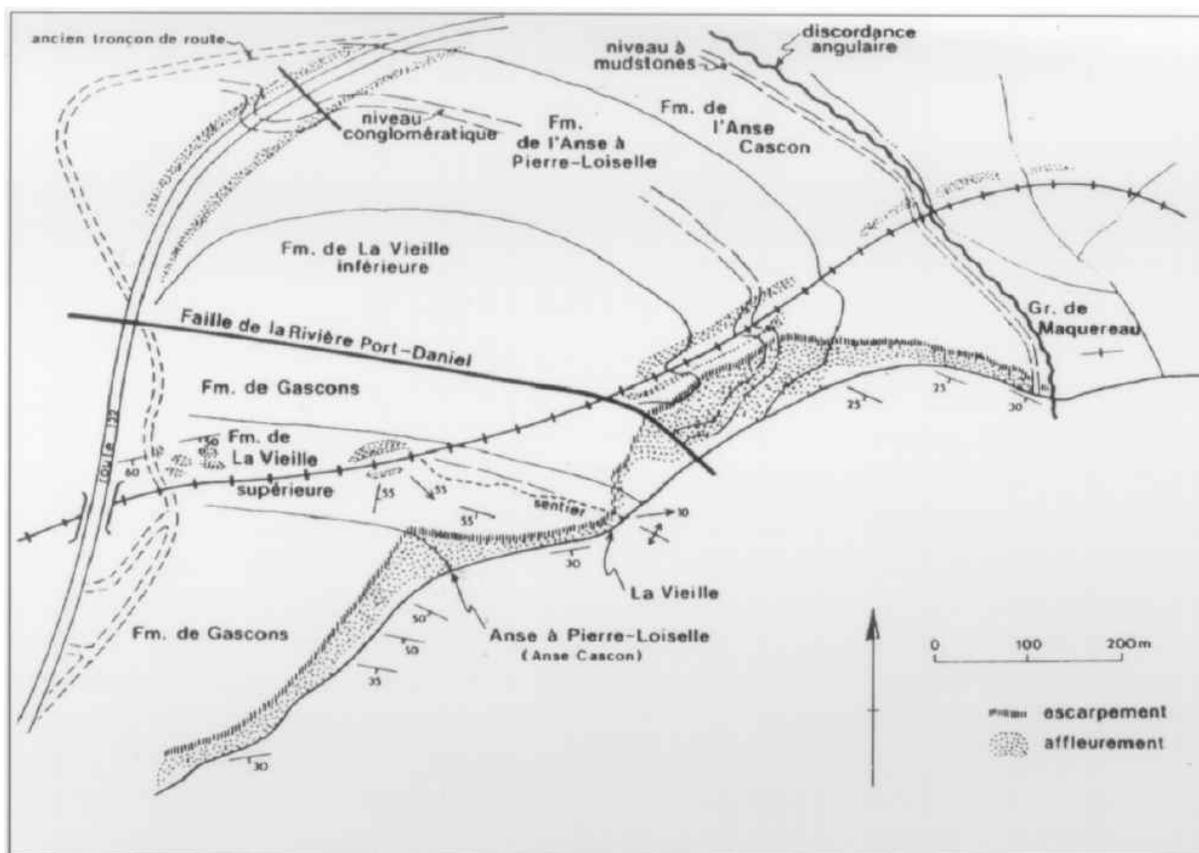


Figure 4.9 Carte géologique du secteur de l'Anse-à-Pierre-Loiselle à Port-Daniel-Gascons (Bourque et Lachambre, 1980).

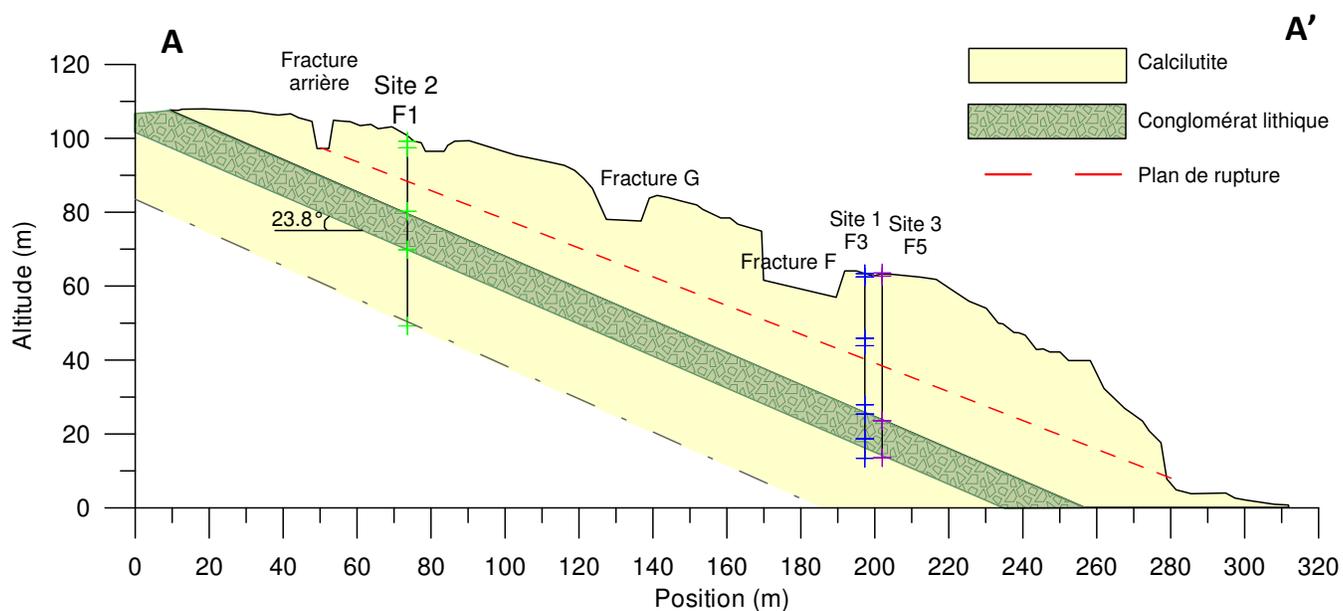


Figure 4.10 Coupe géologique le long du profil AA' dans la direction du pendage.

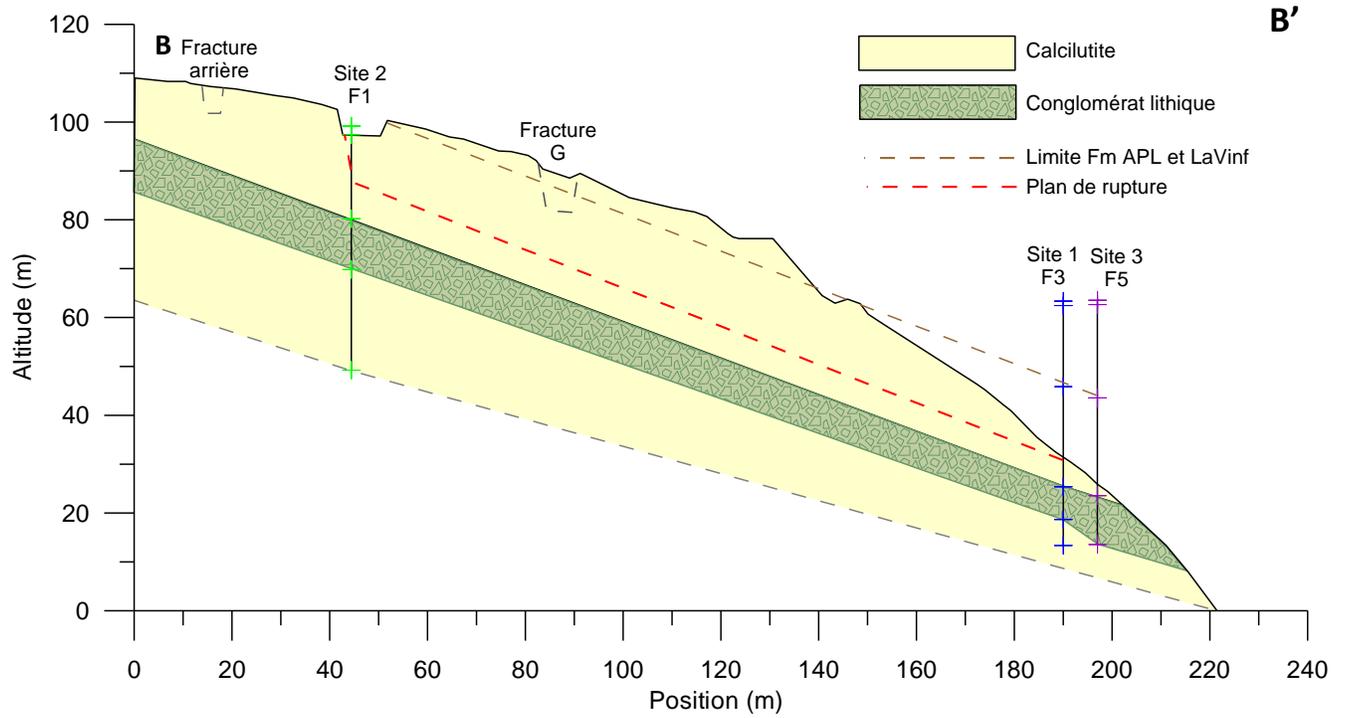


Figure 4.11 Coupe géologique parallèle à la direction du mouvement (BB').

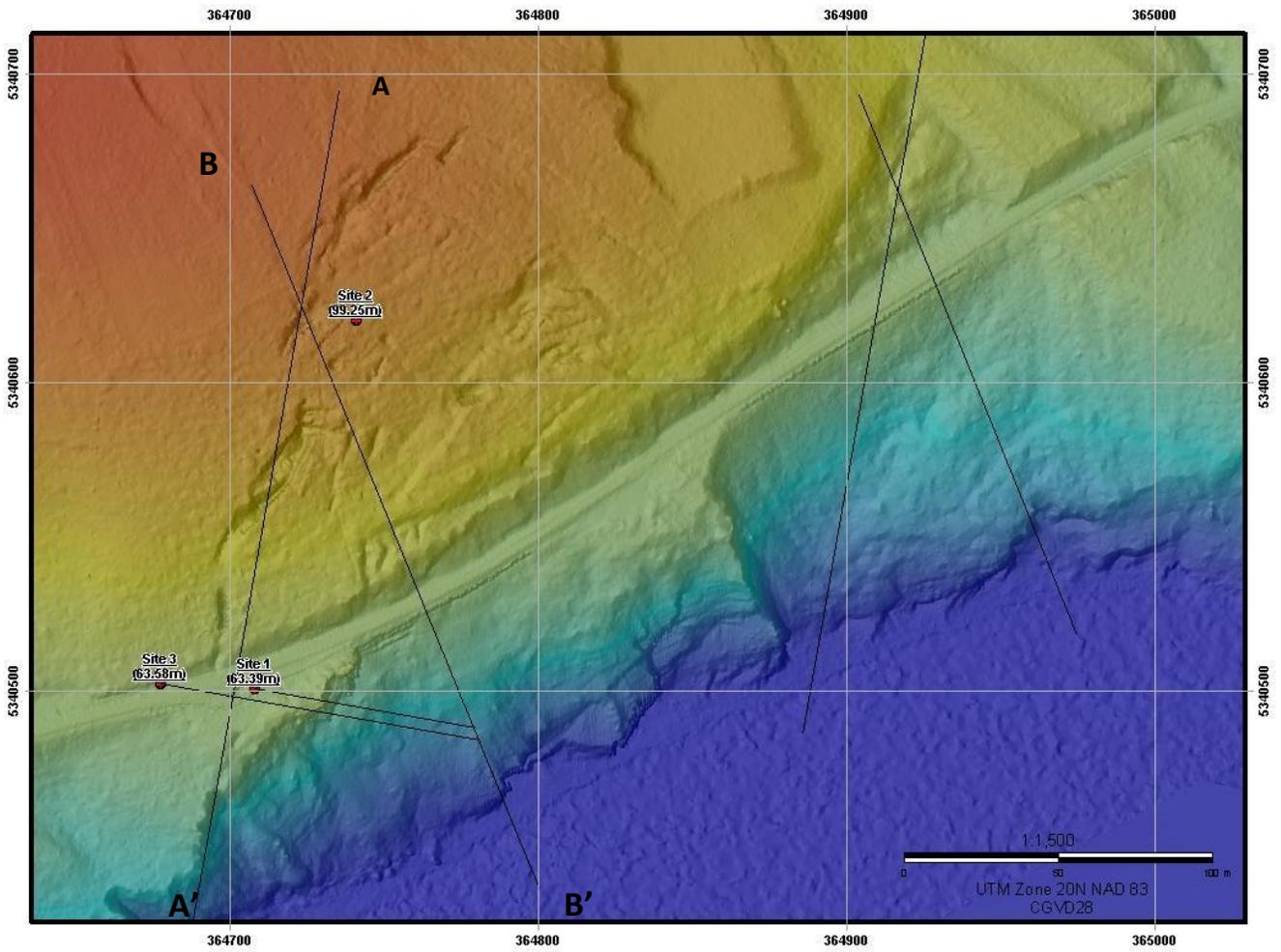
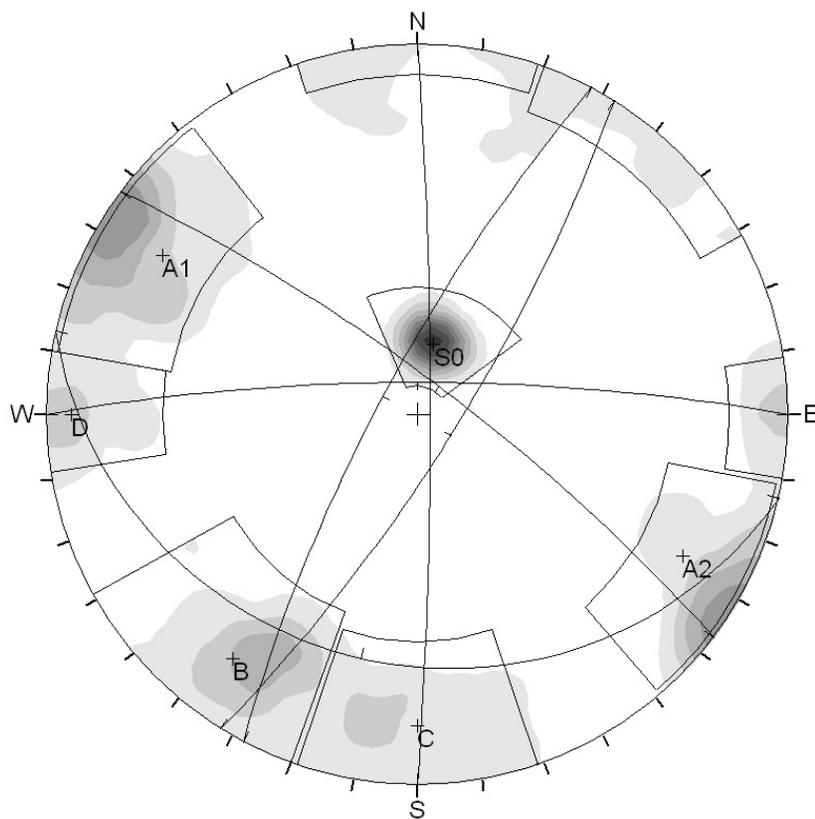


Figure 4.12 Localisation des profils topographiques des coupes géologiques.



Orientations

ID	Dip / Direction
1 m	78 / 122
4 m	22 / 193
5 m	78 / 298
6 m	86 / 090
7 m	79 / 037
8 m	80 / 360

Equal Angle
Lower Hemisphere
209 Poles
209 Entries

Famille	Nb. Données	Pendage		Direction du pendage			
				Sous-groupe		Sous-groupe	
S0	43	23	6	193	15		
A	53	80	9	121	12	301	9
B	61	75	10	21	10		
D	23	76	9	80	11	260	13
C	14	69	17	204	44		

Figure 4.13 a) Stéréogramme interprété avec les données de 1993 et 2009 (*Dips*) b) tableau récapitulatif des familles.

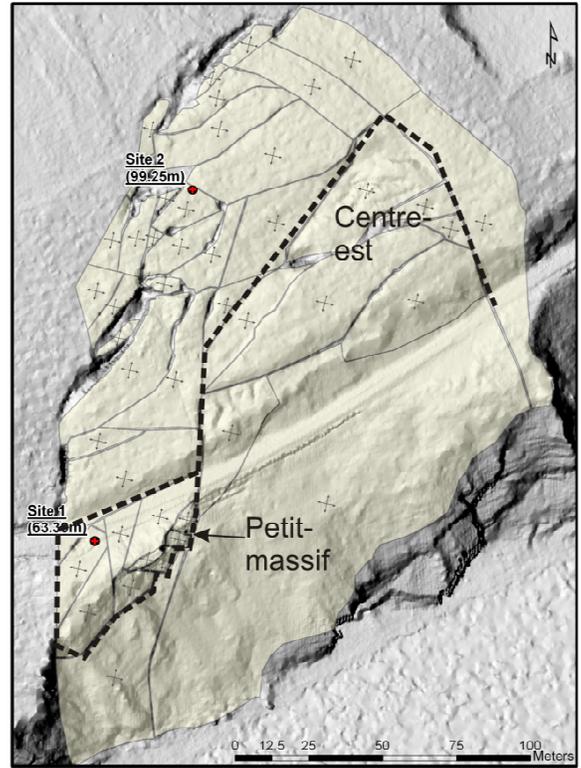
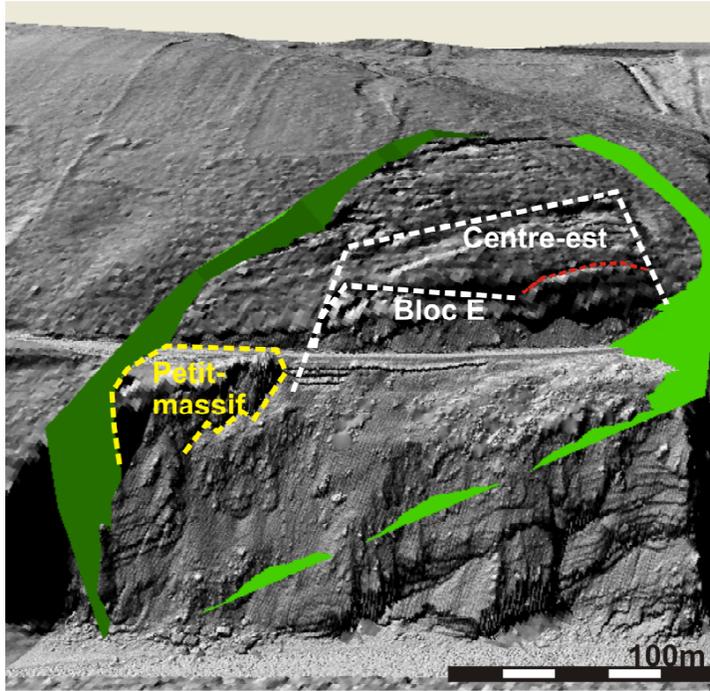


Figure 4.14 Délimitation des différents blocs formant le glissement de terrain.

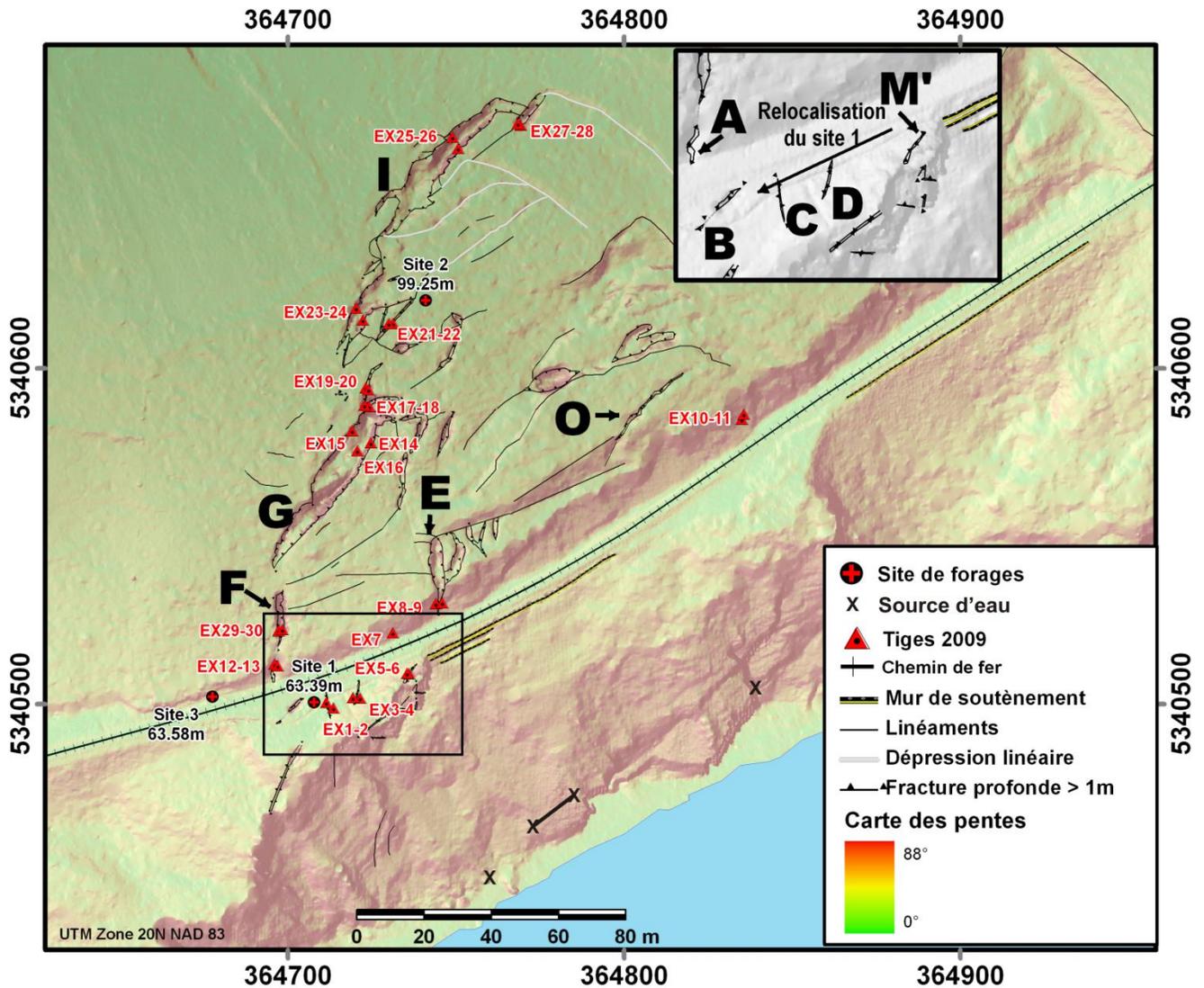


Figure 4.15: Haut : Carte de localisation des fissures et des sources d'eau. La position initiale du site de forage 1 est indiquée dans l'encadré. Bas : Photographie prise en juillet 2010 montrant la zone humide en bas de la falaise qui est indiquée par deux X reliés par une ligne noire dans la figure du haut.

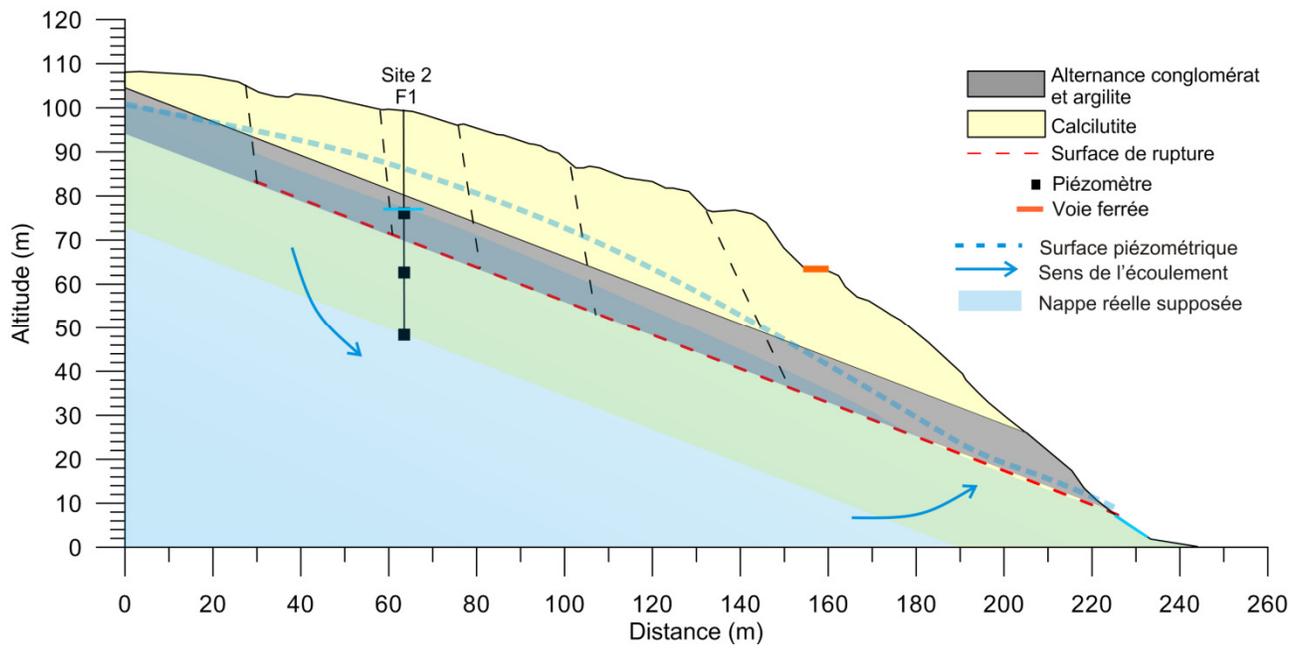


Figure 4.16: Modèle hydrogéologique schématisé.

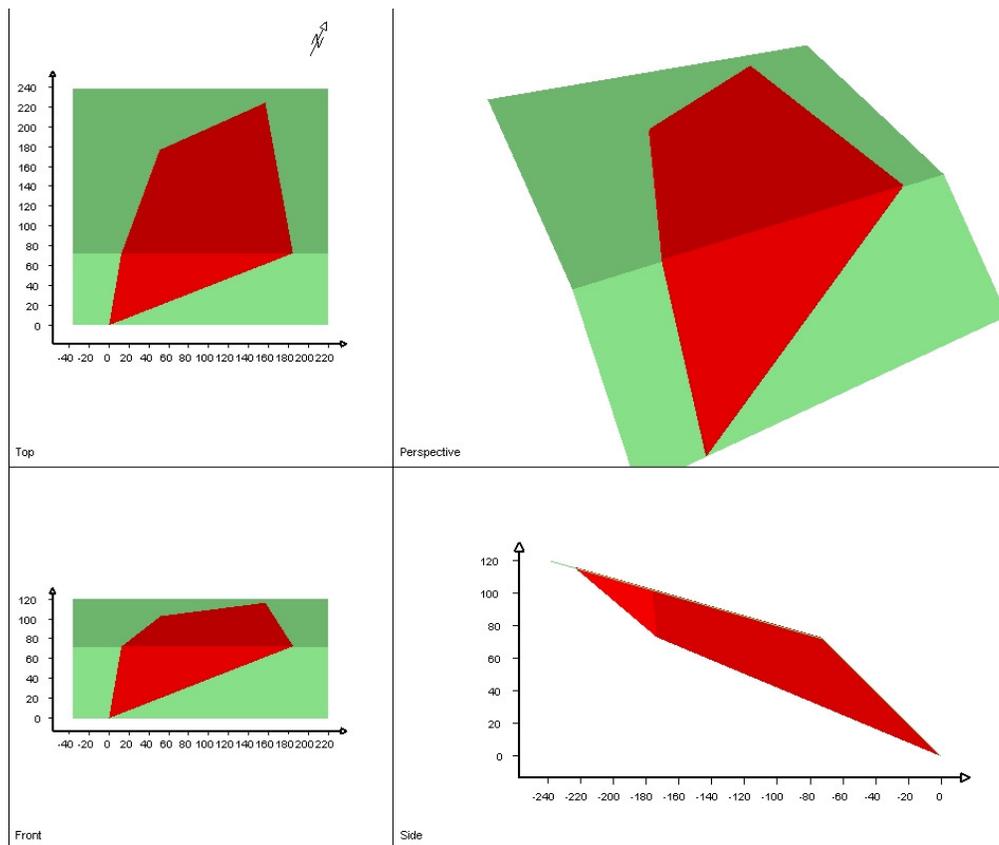


Figure 4.17: Géométrie du modèle général en forme de dièdre.

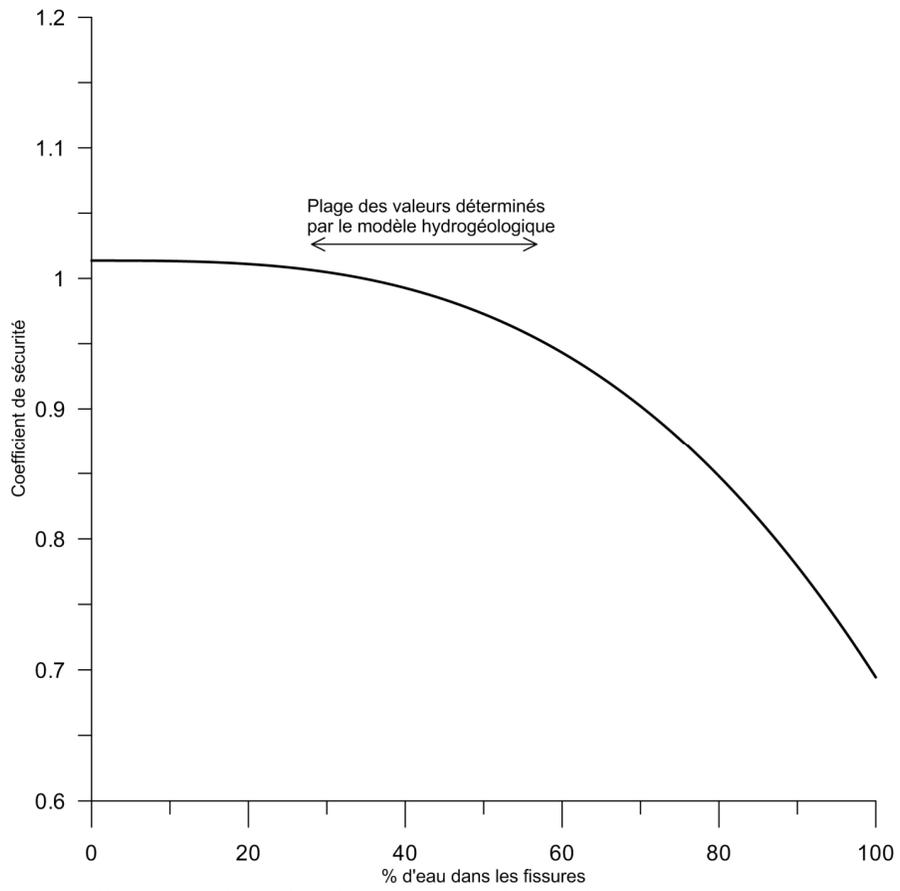


Figure 4.18 Variations du coefficient de sécurité en fonction du % d'eau présent dans la fissure de tension et sur les plans de glissement.

5. Mise en place et validation d'un système de surveillance en temps réel des mouvements du talus

Cette section présente une synthèse de l'instrumentation mise en place et de ses performances. Les détails de la conception et les travaux de mises en place sont détaillés dans les documents suivants :

- Conception du système de surveillance (Lord *et al.*, 2009a);
- Système de surveillance couplant les données terrestres et satellitaires (Lord *et al.*, 2010);
- Analyse des données de surveillance et définition des critères d'alerte (Cloutier et Locat, 2012a);
- Rapport de visite 01 : Visite de terrain, cartographie des fractures et mise en place du réseau extensométrique (Cloutier *et al.*, 2009b);
- Rapport de visite 04 : Installation du système d'observation du massif rocheux (Lord et Cloutier, 2009);
- Rapport de visite 08 : Lectures, installation d'instruments et modifications du système d'acquisition du système d'observation (Lord et Cloutier, 2010c);
- Rapport de visite 10 : Entretien et ajouts au système d'instrumentation et levés manuels (Cloutier et Locat, 2011b);
- Rapport de visite 12 : Entretien et levés manuels (Cloutier, 2012b).

5.1 Les composantes du système de surveillance

Le système de surveillance est composé d'instruments à lecture manuelle, donc la mesure nécessite de se déplacer au site et d'instruments reliés à un système d'acquisition qui permet une lecture automatisée. Le système d'acquisition est situé à Gascons à 50 mètres du glissement actif dans une guérite climatisée et chauffée, qui est reliée au réseau électrique d'Hydro-Québec et au réseau téléphonique de Telus. Les instruments à lecture automatique sont reliés par câbles au système d'acquisition.

D'abord, les instruments à lecture manuelle sont présentés puis ceux à lecture automatique. Pour chacun des instruments, l'entretien nécessaire à son bon fonctionnement est mentionné, ainsi que l'intervalle de temps pour lesquels des données sont disponibles. Ensuite, le système d'acquisition et de transfert des données est présenté. Enfin, le suivi par interférométrie radar, mené par le Centre canadien de télédétection, en collaboration avec l'Agence spatiale canadienne et la Commission géologique du Canada est brièvement présenté.

5.1.1 Instruments à lectures manuelles

5.1.1.1 Réseau extensométrique

Le réseau extensométrique est composé de tiges métalliques ancrées dans le roc ou enfoncées jusqu'au refus dans le mort-terrain et comprend des tiges installées en 1993, en 2009 et en 2010. Le réseau s'étend sur la totalité de la zone instable de Gascons (figures 5.1 et 5.2). La distance entre les couples de tiges installées en 2009 et 2010 est mesurée avec le ruban Convex-Ealey, alors que la distance entre les couples encore stables de 1993 est mesurée avec un ruban traditionnel. Le ruban Convex-Ealey permet de mesurer une distance avec une précision de 0.1 mm, à condition que les tiges soient stables.

Le levé extensométrique est effectué à chacune des visites, ainsi les données sont disponibles en fonction du moment de l'installation et des visites de terrain. Certains couples ne sont pas accessibles en hiver et n'ont donc pas été mesurés lors des visites hivernales (visites 05, 06 et 09).

5.1.1.2 Inclinomètre

Le système inclinométrique est composé d'un tube rainuré (RocTest, GEO-LOK, 70mm) d'une profondeur de 60 m et d'une sonde (RocTest, DIS-500, câble de 75 m) qui permet de mesurer les déformations du tubage par incréments de 50 cm. Il a été mis en place au site de forage 1 (figure 5.1) par la compagnie Vincent Fournier & Associés à l'automne 2009. L'orientation des rainures est indiquée à la figure 5.3.

Les profils des déplacements avec la profondeur sont obtenus en effectuant quatre passages de la sonde manuellement. La fréquence d'acquisition d'un profil dépend donc du nombre de visites effectuées sur le site. La précision de la sonde est de 2 mm sur une étendue de 25 m.

On s'aperçoit que les mesures effectuées en juillet sont affectées par une dérive instrumentale qui est possiblement reliée au changement de température le long du tubage. Les données prises dans les autres mois de l'année ne présentent pas cette dérive.

5.1.1.3 Levés à la station totale

Un suivi de certains marqueurs présents sur le site est effectué à l'aide de la station totale Leica TS06. Trois bornes d'arpentages, des cylindres bétonnés avec en leur centre une tige métallique, sont présents à Gascons et nommés BM1, BM2 et BM3. De plus, cinq cibles réfléchissantes ont été installées en 2010 pour effectuer un suivi des déplacements à l'aide d'une station totale. À chaque visite où les conditions le permettent, une première série de visées est faite à partir de BM1 avec comme référence angulaire la cible réfléchissante sur la guérite (figure 5.1), puis une seconde série de visée à partir de BM2 avec BM1 en référence. En plus des cibles réfléchissantes, des marques gravées sur les pieux en H du mur de soutènement sont relevées.

Les résultats sont mitigés, possiblement entre autre à cause du changement fréquent de l'opérateur. Quoiqu'il en soit, cette méthode semble très efficace pour suivre les déformations du mur de soutènement relatif à BM et entre les sections des murs.

5.1.2 Instruments à lecture automatique

5.1.2.1 Clinomètre

Un clinomètre biaxial du modèle 6160-2-30 de Geokon est vissé au mur de soutènement en caisson de bois. Il renferme deux capteurs MEMS qui permettent de mesurer l'inclinaison dans deux axes perpendiculaires. L'axe A du capteur est orienté vers la mer et l'axe B est parallèle au mur et pointe vers le Petit-massif. La plage de lecture est de $\pm 20^\circ$ et la précision est de 0.1 % de sa plage donc de 0.04° . L'acquisition des données se fait aux 5 minutes.

L'entretien du clinomètre est minimal. Il faut s'assurer que tous les éléments soient en bon état : le boîtier protecteur en bois, le câble qui longe le mur de soutènement et l'ancrage vissé qui relie le clinomètre au mur de soutènement.

5.1.2.2 Fissuromètre

Les treize fissuromètres installés à Gascons sont du modèle 4420 à corde vibrante de la compagnie Geokon. Ils sont installés dans la roche à l'aide d'ancrages injectés à l'époxy et de façon à mesurer deux types de déplacement. Dix fissuromètres ont été installés de part et d'autres de fissures préexistantes et ouvertes en

moyenne de 22 cm. Ces fissuromètres permettent de suivre l'évolution de l'ouverture d'une fissure. De ces dix appareils, deux sont installés sur la même fissure à un angle de 90° afin de mesurer deux composantes du déplacement. Il s'agit des fissuromètres F7 et F8. Les fissuromètres F10 et F12 ont été installés de façon à suivre un mouvement de cisaillement sur un plan du litage susceptible de devenir une surface de rupture. Le fissuromètre F1 a une de ses extrémité vissée au mur de soutènement en caisson de bois et l'autre ancrée au compartiment est du Petit-massif. Tous les fissuromètres sont recouverts d'un capot protecteur et reliés au système d'acquisition par un câble électrique quatre brins avec une gaine en PVC du modèle 02-250V6-M de Geokon. Les lectures sont réalisées aux cinq minutes. La plage de lecture des fissuromètres, indiquée au tableau 5.1, est de 100, 150 ou 300 mm. Les fissuromètres ont été installés à 50% de leur élongation initiale pour accommoder des mouvements en fermeture et en ouverture des fissures.

Les fissuromètres ont une précision de 0.1 % et une résolution de 0.025 % à pleine échelle, ce qui correspond à 0.3 et 0.075 mm pour les plages de 300 mm. Étant donné les vitesses actuelles de déplacement, une telle précision est nécessaire afin de cerner les variations saisonnières. Les fissuromètres seront utiles pour déceler une phase précoce de l'accélération et pour caractériser les vitesses faibles actuelles.

Les fissuromètres ont une plage de lecture limitée et il est nécessaire de veiller à ce que cette plage ne soit pas dépassée, ce qui entraînerait la perte de l'instrument. Il faut donc procéder à des ré-ancrages des appareils avant qu'ils atteignent leur limite. Les fissuromètres qui sont installés à l'intérieur de fissures sont susceptibles de recevoir des chutes de blocs. Le F12 a reçu un bloc rocheux qui a légèrement plié sa tige coulissante, mais l'appareil est demeuré fonctionnel. De plus, il faut procéder à l'inspection générale de leur état : solidité des ancrages, capot de protection, conduits électriques et écaillage préventive de la paroi, et cela au moins une fois par année ou après un événement qui aurait endommagé un capteur.

5.1.2.3 Piézomètre

Les neuf piézomètres du modèle 4500S à corde vibrante de Geokon sont installés dans trois forages, dont la position est indiquée à la figure 5.1. La mise en place a été faite par la compagnie Vincent Fournier & associés à l'automne 2009. Ils sont installés dans un forage complètement cimenté par la méthode «fully-grouted» (McKenna, 1995, Mikkelsen et Green, 2003). Leur profondeur est indiquée au tableau 5.2. Ces capteurs mesurent la pression d'eau ressentie à la profondeur où ils sont installés. Pour chacun des forages, le piézomètre le moins profond a une plage de lecture qui s'étend jusqu'à 350 kPa, i.e. équivalent à une colonne d'eau maximale de 35 m, alors que les deux appareils les plus profonds sont calibrés pour une pression maximum de 700 kPa (i.e. Colonne d'eau de 70m). La sensibilité des appareils est de 0.025% de la plage de lecture, soit de 2 cm pour une plage de 700 kPa et de 1 cm pour une plage de 350 kPa. La fréquence d'acquisition est aux six heures et permet de bien cerner les variations des pressions d'eau causées par les précipitations et la fonte des neiges.

L'entretien des piézomètres se limite à l'inspection des boîtes de jonction et parafoudres situés au-dessus des forages et protégés par des boîtiers métalliques verts. Un plan de branchement type d'une boîte de jonction est montré à la figure 5.4. À la sortie du forage, chaque piézomètre a son câble électrique (trois câbles sortent du forage). Cette boîte de jonction permet de passer de trois à un fils multiconducteur.

5.1.2.4 Shape Accel Array (SAA)

Quatre *Shape Accel Array* (SAA) de la compagnie Measurand sont installés sur le site. Ces appareils permettent de suivre et de quantifier les déplacements du massif en profondeur, un peu comme le fait un inclinomètre. Les SAA sont composés d'une série de segments rigides de 50 cm reliés entre eux par des joints rotulés et munis de

capteurs MEMS¹ qui mesurent leur inclinaison. Le chapelet peut aussi mesurer les vibrations. À Gascons, deux chaînes sont installées verticalement aux sites 1 et 2 (SAA2 et SAA3) et deux autres sont enfouies horizontalement (SAA1 et SAA4) dans le ballast de la fondation qui supporte les rails (figure 5.1). Les SAA1, 2 et 3 ont été installés à l'automne 2009 alors que le SAA4 est installé depuis l'été 2011.

Les SAA verticaux suivent les mouvements du massif en profondeur et permettent de déterminer la position des surfaces de glissement, ainsi que la direction du mouvement du massif. La chaîne est dans un tube de PVC de 1 pouce de diamètre qui est cimenté dans le forage. Ils sont lus toutes les six heures.

Pour leur part, les SAA horizontaux remplissent une fonction de surveillance de l'intégrité du remblai et devraient détecter des affaissements, comme ceux qui ont eu lieu en 1998, en 2000 (Journeaux *et al.*, 2000) et en 2011 (Cloutier, 2011a). Ils sont lus à toutes les heures. Avant d'être enfouies, les SAA horizontaux sont aussi insérés dans un conduit de PVC de 1 pouce de diamètre, qui est entouré d'une couche protectrice de sable, puis d'un géotextile.

La partie supérieure du SAA2 (site de forages 2, figure 5.2) a cessé de fonctionner le 25 juillet 2012. Le bris est survenu dans les segments entre les profondeurs de 22 à 24 m, ce qui correspond à la zone de cisaillement. Ainsi, la quantité de déplacement maximum qu'a pu subir le capteur avant de rompre, dans le cas d'un plan de cisaillement franc est d'environ 80 mm. Le SAA2 est toujours en place dans le massif, mais les segments au-dessus de 24m de profondeur ne fonctionnent plus. La partie plus profonde fonctionne toujours.

À son sommet (extrémité à l'ouest sur le site), le SAA4 est doté d'un *SAA*top. Il s'agit d'un module qui mesure et enregistre l'ampérage et le voltage. Ces données sont utiles pour poser des diagnostics dans le cas de problèmes. Ce module a aussi été ajouté au SAA1. Pour des raisons techniques évidentes, le module n'a pas été ajouté directement au bout du SAA1, mais plutôt à la jonction entre le câble électrique et l'acquisition de données (dans la guérite).

Les SAA ne demandent pas d'entretien particulier, sauf en cas de bris. À ce moment, une réparation ou un remplacement pourraient être nécessaires. Les SAA horizontaux sont situés sous l'extrémité des dormants qui supportent la voie ferrée. En cas de travaux effectués sur la voie ferrée, il faut s'assurer de ne pas les endommager. Il pourrait être nécessaire de retirer, puis de replacer les SAAs horizontaux.

5.1.2.5 Station météorologique

Une station météorologique est située sur le toit de la guérite et comprend une sonde de température et d'humidité relative, un baromètre, un capteur de vitesse du vent et une jauge de précipitations (tableau 5.3). La jauge de précipitation munie d'un élément chauffant permet de mesurer les précipitations sous forme de pluie et de neige. Tous les capteurs de la station météorologique sont lus aux demi-heures.

Les instruments de la station météo demandent tous un entretien régulier. La jauge de précipitation doit être nettoyée à chaque année et calibrée aux deux ans. Au printemps et à l'automne, il faut enlever ou mettre une grille grossière selon le type de précipitation attendu. Le baromètre et la sonde de température doivent être nettoyés à chaque année. Enfin, le roulement à bille de l'anémomètre doit être remplacé aux deux ans, et la compagnie suggère de leur retourner aux trois ans pour une remise à neuf.

¹ MEMS : Acronyme anglais **MEMS** (Microelectromechanical systems).

5.1.3 Système d'acquisition et de transfert des données

5.1.3.1 Composantes physiques

Le système d'acquisition et de transfert des données est situé dans la guérite, dont l'emplacement est indiqué à la figure 5.1. Le schéma général du système est indiqué à la figure 5.5, tandis que les modules sont détaillés dans le tableau 5.4. Tous les appareils sont reliés par câbles au système d'acquisition. Les câbles circulent dans un réseau de tuyaux enfouis à quelques centimètres sous la surface. Les tuyaux sont en ABS ou en PVC et la position du réseau est indiquée à la figure 5.1. Il faut vérifier à chaque année que l'eau ne s'accumule pas dans les conduites. À cet effet, des regards ont été installés à plusieurs endroits.

Les composantes du système d'acquisition tirent leur alimentation électrique du réseau en courant alternatif d'Hydro-Québec. Deux systèmes d'énergie alternative sont présents : un UPS pour l'ordinateur et un système de batterie 12V et chargeur pour alimenter le CR1000. Les autres composantes acquièrent leur énergie du CR-1000.

Les instruments à corde vibrantes, i.e. les 13 fissuromètres et les 9 piézomètres, sont d'abord raccordés dans un multiplexeur, puis dans un module de transformation du signal avant d'être relié au CR-1000. Le plan de branchement des multiplexeurs est présenté à la figure 5.6.

Un certain entretien est nécessaire pour assurer que le système d'acquisition demeure performant et ne fasse pas défaut. Les batteries internes du CR-800 et du CR-1000 doivent être changées. Les batteries des systèmes alternatifs d'énergie doivent être changées aux 2 ans pour le UPS et aux 5 ans pour la batterie 12V. Enfin, il est recommandé de changer l'ordinateur aux 5 ans.

5.1.3.2 Logiciels

Le logiciel Loggernet, de Campbell Scientific est utilisé pour programmer et communiquer avec les modules d'acquisitions CR-1000 et CR-800. Le logiciel est installé sur l'ordinateur présent au site et aussi sur la base de données présentement hébergée à l'Université Laval.

5.1.3.3 Transfert et sauvegarde des données

La mémoire interne du CR-1000 est limitée. Le module NL115, jumelé avec une carte mémoire devait permettre d'augmenter la capacité de sauvegarde des données. Par contre, malgré plusieurs essais et modifications, le module n'a pas été en mesure de fonctionner avec la carte mémoire. Ainsi, la mémoire du module est limitée à celle interne du CR-1000, ayant pour conséquence que si les données ne sont pas récupérées approximativement à toutes les 72h, elles sont perdues puisque le CR-1000 réécrira par-dessus les données présentes.

La récupération et sauvegarde fréquente des données est assurée par l'ordinateur situé dans la guérite qui est relié directement au système d'acquisition. Les données brutes sont ensuite transférées par un lien internet de l'ordinateur vers le site ftp du département de géologie et de génie géologique et sauvegarder dans une base de données. De plus, les données brutes sont aussi envoyées à une adresse courriel Gmail (projet.gascons@gmail.com, mot de passe : bdechale).

Enfin, un second lien existe avec le CR-1000. Il s'agit d'un lien par modem téléphonique. Les données sont transférées via ce lien à tous les 4 jours.

Il est possible d'accéder au CR-1000, par exemple, pour récupérer des données manuellement, le code d'acquisition ou pour mettre un nouveau code, par la ligne téléphonique et par internet via le PC sur le site. Il est à noter que l'insertion d'un nouveau code efface toutes les données de la mémoire du CR-1000.

5.1.4 Suivi PTA-InSAR

Au site de Gascons, 23 cibles réfléchissantes ont été installées (figure 5.1) pour effectuer un suivi satellitaire par PTA-InSAR (Point Target Analysis – INterferometric Synthetic Aperture Radar). Cette technique utilise une série temporelle d'images prises par un radar satellite (Radarsat-2, dans le cas de Gascons) pour calculer des déplacements sur des cibles fixes. La technique permet de mesurer le déplacement dans la direction de la ligne de visée entre le satellite et la cible à partir de la phase et de l'intensité de l'onde électromagnétique retournée au satellite.

Le suivi satellitaire est effectué par le Centre canadien de télédétection en collaboration avec la commission géologique du Canada et l'Agence spatiale canadienne. Pour plus d'information sur la technique, deux articles du PTA-InSAR à Gascons sont parus dans des comptes-rendus de conférence sur le cas de Gascons (Couture *et al.*, 2010, 2011).

Les réflecteurs en coin, surtout ceux triangulaires, doivent être nettoyés périodiquement pour enlever les débris qui s'y accumulent et affecteront les déplacements calculés.

5.2 Capacité et performance du système

Le secteur de la voie ferrée est celui qui est le plus instrumenté, puisque l'élément mis à risque par le glissement est la voie ferrée. Les instruments du système de surveillance automatisé sont tous situés à proximité de la voie ferrée. Initialement, le SAA2 permettait d'obtenir des informations sur les déplacements de la partie amont du massif, mais le SAA2 a atteint sa limite de cisaillement et n'est plus fonctionnel. Ainsi, le levé extensométrique est essentiel puisqu'il permet d'acquérir de l'information dans le secteur centre-est du glissement, où aucun instrument du système automatisé n'est installé. Un autre point important à noter avec le levé extensométrique, c'est qu'il oblige à marcher tout le secteur du glissement et permet donc d'observer visuellement l'évolution du glissement et des fractures ouvertes. Les réflecteurs en coin ont une aussi bonne répartition spatiale que le réseau extensométrique, ce qui assure tout de même une méthode de suivi à distance de la partie amont du glissement.

Tous les instruments à lecture manuelle (inclinomètres, extensomètres et station totale) ne sont pas appropriés pour déceler l'imminence de dommages à la voie ferrée : la fréquence de lecture est trop faible pour le moment et puisqu'il faut se rendre sur le site pour effectuer le levé, l'évènement sera d'abord constaté visuellement. Toutefois, ces instruments sont utiles pour la compréhension globale du mouvement et de son évolution à long terme, entre autre parce qu'ils couvrent une grande superficie de la masse instable (les extensomètres). Le ruban extensométrique permet de mesurer des déplacements entre deux points distancés de près de 30 m et demande peu d'entretien ; il s'avère donc un outil privilégié pour un suivi à long terme.

En février 2011, l'instrumentation en place n'avait pas permis de prédire ou de constater qu'une dépression s'était formée sous le rail sud (Cloutier, 2011a). C'est pourquoi le SAA4 a été installé horizontalement à l'ouest des murs de soutènement dans le secteur du Petit-massif. Depuis son installation, un tassement est mesuré à l'endroit où la dépression s'était formée. Étant donné qu'un tel évènement ne s'est pas reproduit, il demeure

toujours une incertitude à savoir si le SAA pourra détecter la formation d'une nouvelle dépression, bien que l'on constate que des déformations se produisent au même endroit.

La fréquence de lecture des SAA horizontaux qui est aux heures, est limitée par le système d'acquisition et par l'appareil lui-même. Étant donné que l'objectif de ces appareils est de caractériser l'intégrité du ballast soutenant la voie et que le train circule uniquement quelques fois par semaine, cette vitesse d'acquisition est considérée suffisante pour l'instant pour le développement de seuils d'alerte.

La fréquence de lecture des fissuromètres et du clinomètre est très rapide (cinq minutes), ce qui permet de cerner un changement qui se produirait dans un court laps de temps. Toutefois, leur signal montre une variation journalière de type sinusoïdale qui est influencée entre autre par la température et qui peut rendre leur interprétation difficile.

Le système d'acquisition des données a toujours bien fonctionné. Les quelques périodes sans données sont associées aux périodes de travaux sur le terrain qui nécessitaient d'arrêter l'acquisition pour ajouter des instruments et modifier le programme. Le site web qui permet de visualiser les données est mis à jour quatre fois par jour.

5.3 Conclusions

Un système de surveillance en quasi-temps réel du glissement de Gascons a été mis en place en plus d'un site internet de visualisation des données. Les données acquises des instruments ont permis de caractériser les vitesses de déplacements, leurs variations saisonnières et leur direction. Les profils de déplacements obtenus des SAA verticaux et de l'inclinomètre ont été utilisés pour déterminer la géométrie du glissement et la position de la surface de rupture. Les levés Lidar aéroportés et terrestres qui ont été couplés pour former un modèle numérique de terrain haute résolution ont aussi été utilisés pour déterminer la géométrie du glissement et pour calculer son volume. Une connaissance accrue des propriétés et du comportement du glissement était essentielle pour mener l'analyse du risque, présentée au rapport 09 (Cloutier et Locat, 2012b) et discutée dans la section 6 de ce rapport. La situation actuelle du glissement est très bien connue et détaillée par de nombreux documents (photos, cartes, géométrie et dimensions des fissures, etc). Ces données seront utiles pour comparer avec des mesures futures afin de constater l'évolution du glissement.

Les travaux ont permis de tester les capteurs SAA de la compagnie Measurand en milieu rocheux. La comparaison avec les mesures inclinométriques a permis de constater que le SAA est efficace pour situer les zones de cisaillements. De plus, une première approximation de la capacité des SAA à subir du cisaillement sur un plan mince a été obtenue puisque le SAA2 a cessé de fonctionner à cause du cisaillement. Cette valeur est certainement plus grande que celle qui aurait pu être tolérée avec un inclinomètre traditionnel. Par contre, l'instrument est perdu, il ne peut pas être retiré du trou toujours à cause du cisaillement important. De plus, les installations à Gascons des SAA verticaux ont permis de développer une nouvelle méthode de mise en place des SAA en milieu rocheux (Lord et Cloutier, 2009). Enfin, ces installations ont aussi mené la compagnie Measurand à apporter des changements pour faciliter l'identification de la direction des axes de mesures lors de l'installation.

Des critères d'alerte ont été développés pour le suivi et la prédiction d'un mouvement causant des dommages à la voie ferrée et sont en cours de validation. Le rapport 08 présentait ces critères (Cloutier et Locat, 2012a).

L'acquisition et l'analyse des données de déplacement et de pressions interstitielles a permis d'améliorer la compréhension du comportement rhéologique (déformation) d'un massif rocheux, dont l'origine de l'instabilité est liée principalement à l'érosion côtière. Les travaux ont aussi démontré l'absence de réseau karstique dans le secteur du glissement de Gascons. Enfin, les travaux de recherche réalisés dans le cadre du doctorat de Catherine Cloutier devraient augmenter la compréhension liés aux déplacements observés à Gascons.

Enfin, le bon fonctionnement du système de surveillance dépend d'un bon entretien. De plus, pour effectuer une analyse adéquate des mesures, il est nécessaire d'avoir une bonne compréhension du fonctionnement des appareils et une connaissance du type d'installation (ancrages, localisation).

Tableau 5.1 Information relatives aux fissuromètres installés sur le site de Gascons

#	# de série	emplacement	élongation initiale	date de mise en place	Direction de lecture (°)	Pendage de l'instrument (°)	Largeur fissure à l'installation (mm)
F1-original	08 27522	Amont P-M	± 50% (150 mm)	26/10/2009	305	0	200
F1	08 27522	Amont P-M et mur caisson	(150mm)	06/08/2012	200	21	ne s'applique pas
F2	08 27521	Trou int. P-M	± 50% (150 mm)	27/10/2009	143	0	210
F3	08 27520	Gravel Est	± 50% (150 mm)	28/10/2009	0	29	250
F4	08 23206	2e pallier	± 50% (75 mm)	29/10/2009	190	24	50
F5	08 23207	Gravel Ouest	± 50% (75 mm)	30/10/2009	107	22.5	300
F6	08 27523	Fissure B	± 50% (150 mm)	30/10/2009	146	0	300
F7	1013167	Fissure D	± 50% (75 mm)	29/07/2010	337	0	200
F8	1013168	Fissure D	± 50% (75 mm)	29/07/2010	245	0	200
F9	1013166	Petit Massif ouest	± 50% (75 mm)	28/07/2010	125	3	50
F10	1013170	Petit M cisaillement	± 50% (75 mm)	28/07/2010	190	22.8	0
F11	1013169	Facture pied PM ouest	± 50% (75 mm) + tige d'extension de 30cm	28/07/2010	274	8	460
F12	1011371	Pied Pm Est cisaillement	± 50% (50 mm)	28/07/2010	190	22.8	0
F13	1210097	Fissure A	± 50% (75mm) + tige d'extension 20cm	09/08/2012	293	12	620

Tableau 5.2 Données relatives aux neuf piézomètres installés à Gascons

Site	# de forage	élévation surface (m)	# de série	position	Elévation (m)	Profondeur (m)	# Piezo
1	F6	63.39	09 24300	HAUT	17.4	46.0	1
			09 18635	MILIEU	15.4	48.0	2
			09 18632	FOND	13.4	50.0	3
2	F1	99.25	09 24302	HAUT	76.05	23.2	4
			09 18367	MILIEU	62.65	36.6	5
			09 18634	FOND	48.35	50.9	6
3	F5	63.58	09 24301	HAUT	20.58	43.0	7
			09 18636	MILIEU	17.08	46.5	8
			09 18633	FOND	13.58	50.0	9

Tableau 5.3 Instruments de la station météorologique

Paramètre mesuré	Modèle	Marque
Température et humidité relative	HMP45C	Campbell Scientific
Vitesse du vent	014A	Met One Instruments, Inc.
Pression atmosphérique	92	Met One Instruments, Inc.
Jauge de précipitations eau et neige	385	Met One Instruments, Inc.

Tableau 5.4 Composantes physiques du système d'acquisition

Modèle	Compagnie	Année d'installation	Fonction	Coût (\$)
PC avec 2 cartes réseau		2009	Sauvegarder et transférer les données	300
CR-1000	Campbell Scientific	2009	module principal d'acquisition	2350
CR-800	Campbell Scientific	remplacé en 2012	acquisition des SAA	1850
AVW200	Campbell Scientific	2009	transformation du signal des appareils à corde vibrante	705
MUX AM16/32B	Campbell Scientific	2009	multiplexeur	1075
MUX AM16/32B	Campbell Scientific	2009	multiplexeur	1075
Carte NL115	Campbell Scientific	2010	Relier CR-1000 à internet et ajouter de la mémoire au CR-1000	
Modem téléphonique	Campbell Scientific	2009	connecter le CR1000 au réseau téléphonique	625
Modem internet DSL	Telus	2010	relier le PC à internet	
5-SAA232	Measurand	2011	Transformer le signal de SAA pour compatibilité avec CR-800	
Back-UPS XS	APC	2010 (batterie 2012)	source alternative d'énergie pour le PC	300 (50 batterie)
Système alternatif d'énergie (acheté chez Measurand)				
17 Ah batterie		2012	Batterie	50
SAAREg	Measurand	2012	Contrôleur de charge	300
Chargeur	Measurand	2012	Chargeur	150

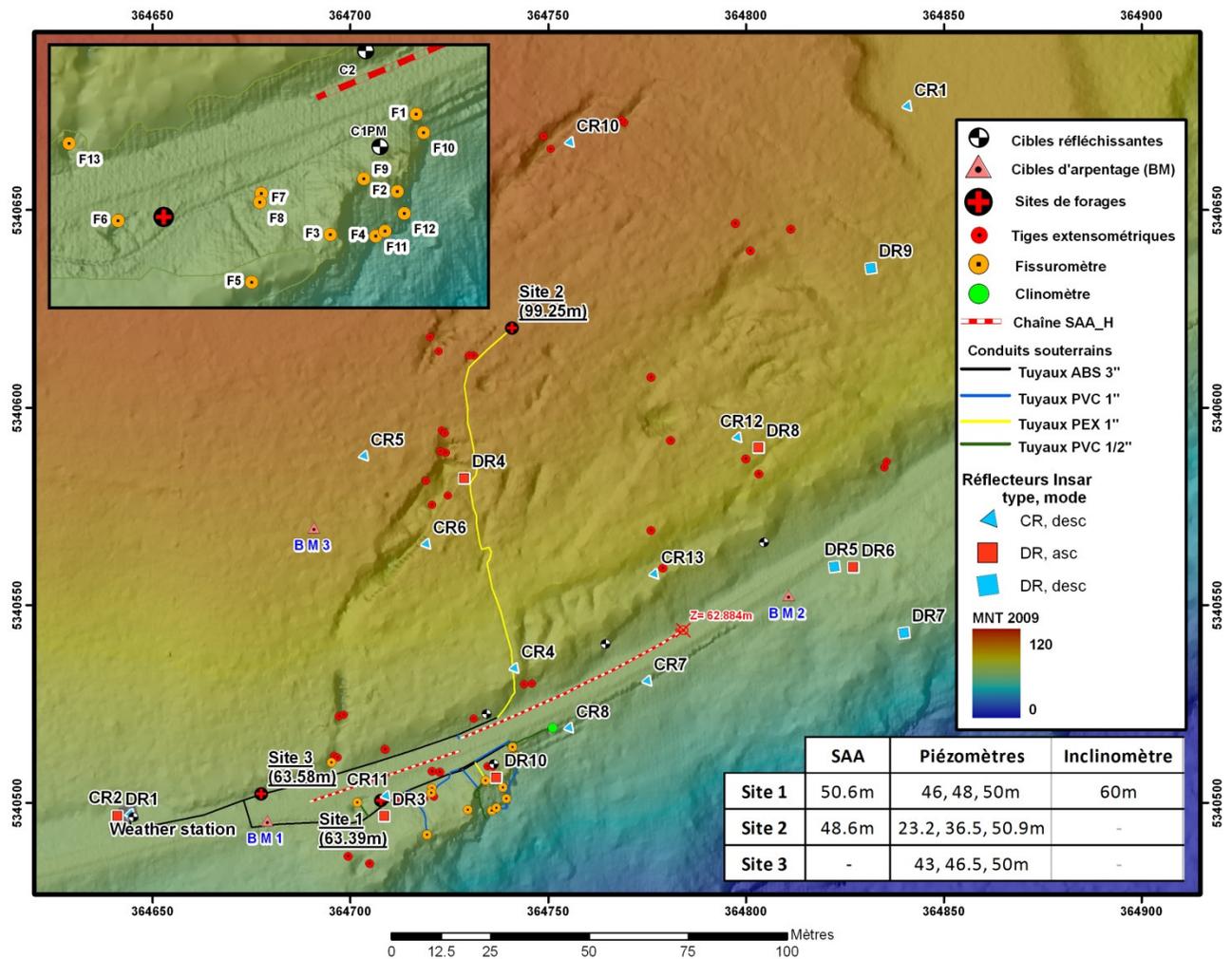


Figure 5.1 Plan d'instrumentation du glissement de Gascons, les chiffres dans le tableau sont des profondeurs. L'encadré est un agrandissement du secteur du Petit-massif.

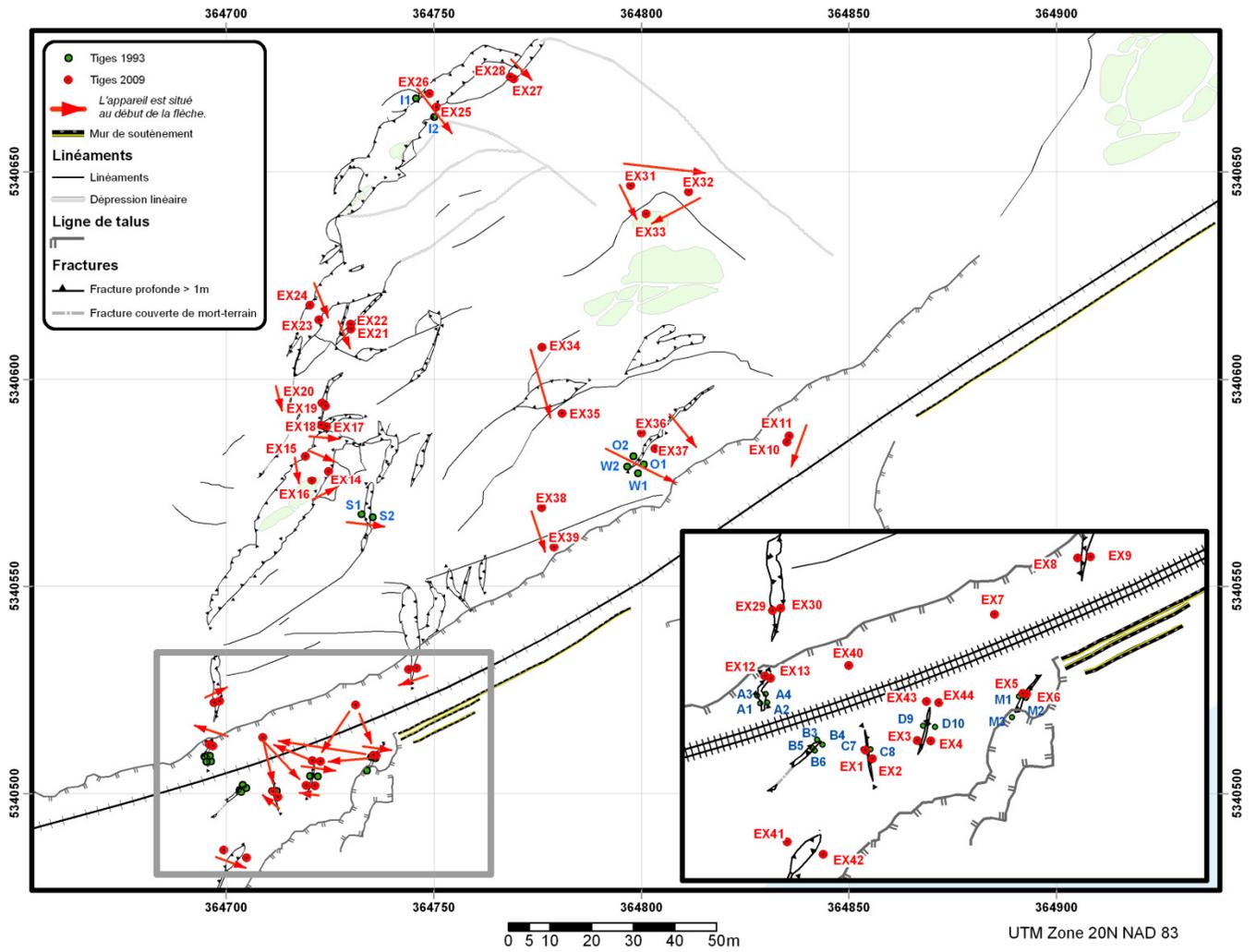


Figure 5.2 Plan du réseau extensométrique.

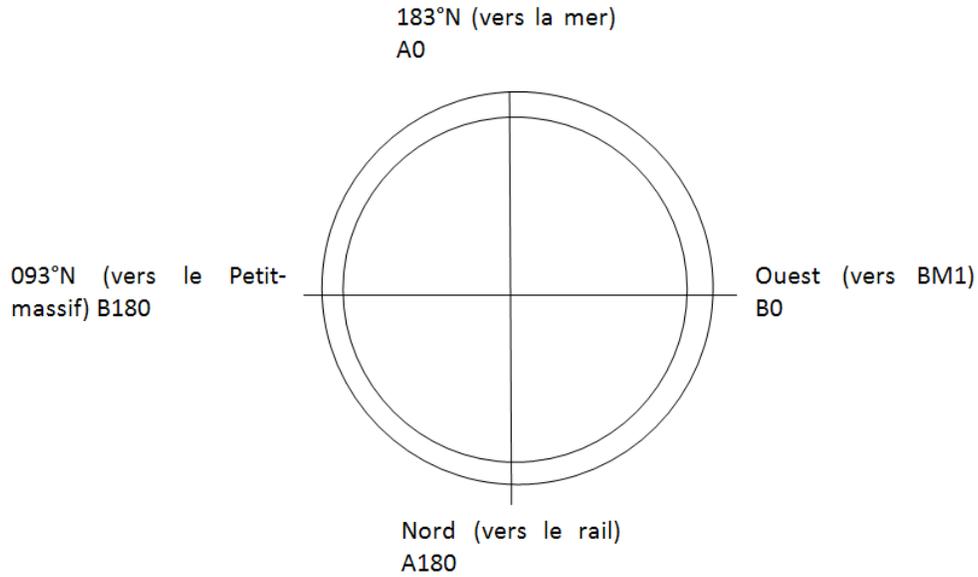


Figure 5.3 Orientation et noms des rainures du tubage inclinométrique.

Multiconducteur		Piézomètres	
Vers Bunglawow	Rouge 1	HAUT	1 Rouge VW +
	Noir 2		2 Noir VW -
	Vert 3		3 Blanc TH +
	Noir 4		4 Vert TH -
	Rien 5	5 Shield	
Ground E	E Rien		
	Blanc 1	MILIEU	1 Rouge VW +
	Noir 2		2 Noir VW -
	Brun 3		3 Blanc TH +
	Noir 4		4 Vert TH -
	Tous les shields 5	5 Shield	
Ground E	E Rien		
	Jaune 1	FOND	1 Rouge VW +
	Noir 2		2 Noir VW -
	Bleu 3		3 Blanc TH +
	Noir 4		4 Vert TH -
	Rien 5	5 Shield	
Ground E	E Rien		

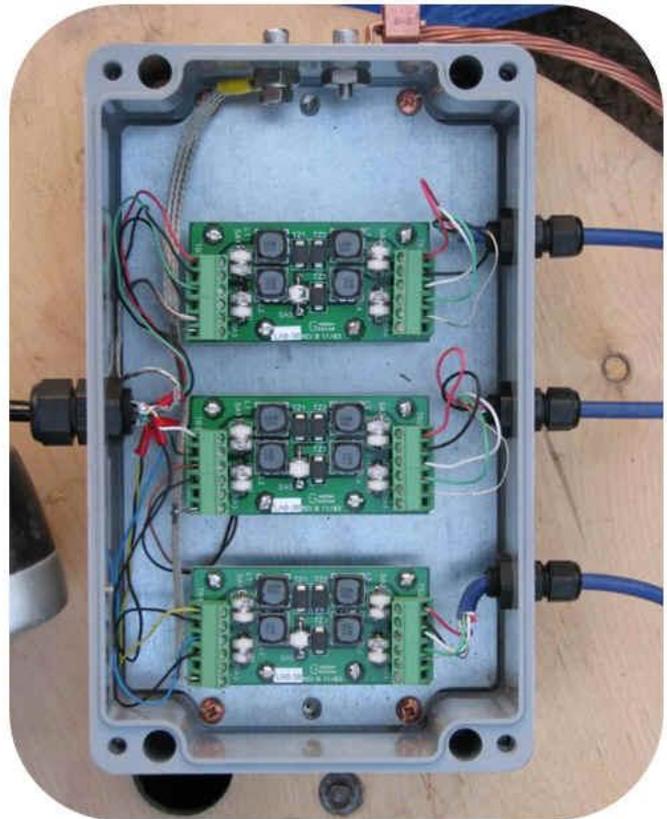


Figure 5.4 Plan de branchement des boîtes parafoudres. À la sortie du forage, chaque piézomètre a son câble électrique (trois câbles sortent du forage). Cette boîte de jonction permet de passer de trois à un fils multiconducteurs.

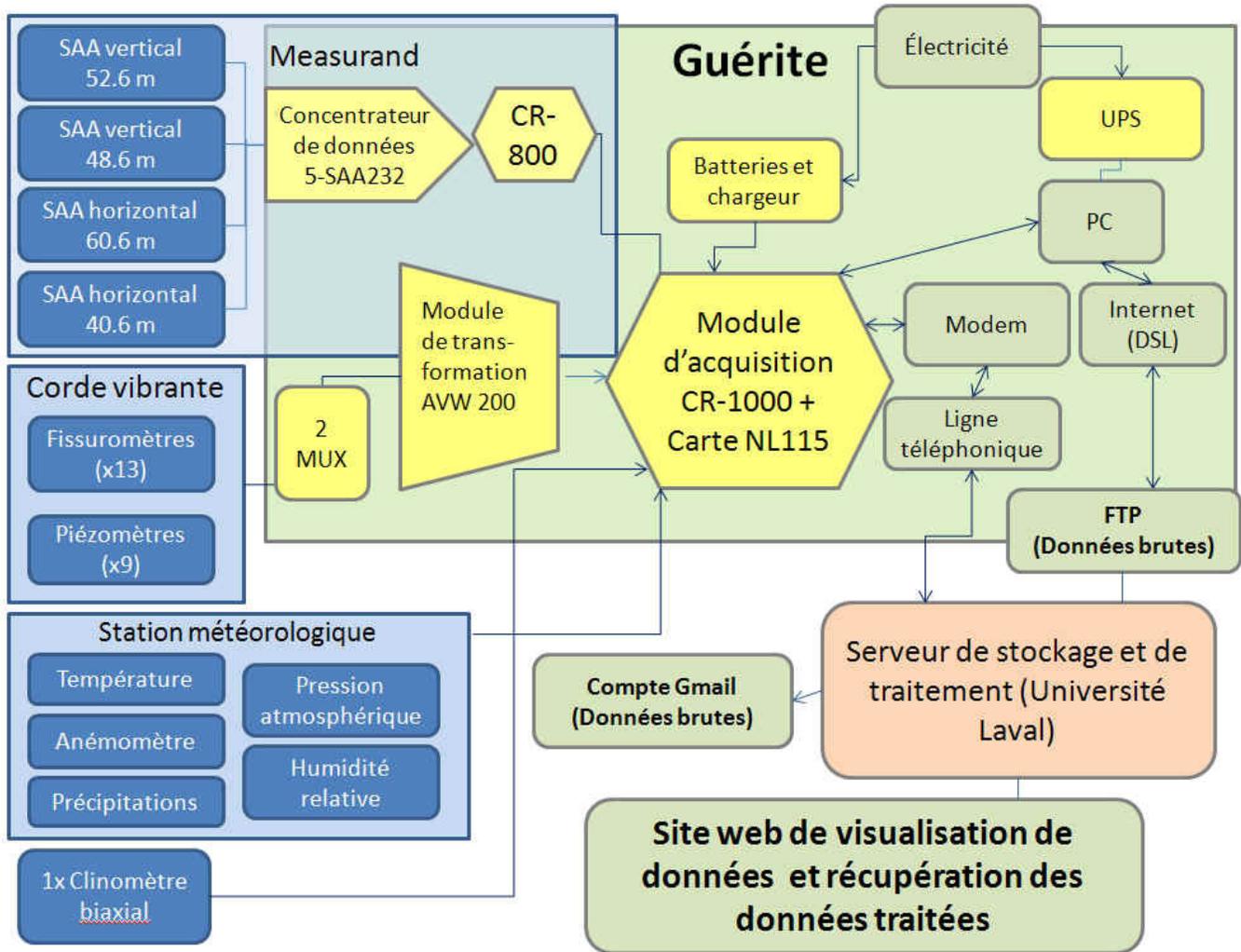


Figure 5.5 Schéma général du système d'acquisition des données installé dans la guérite (bungalow).

MUX 1			MUX 2			
#entrée	what	color	#entrée	what	color	
1	1	PZ1 -VW + red	9	17	PZ9-VW + yellow	
		PZ1 -VW - black			18	PZ9-VW - black
	2	PZ1-Th + green				PZ9-Th blue
		PZ1-Th - black			PZ9-Th - black	
2	3	PZ2-VW + white	10	19		
		PZ2-VW black			20	
	4	PZ2-Th brown				
		PZ2-Th black				
3	5	PZ3-VW + yellow	11	21		
		PZ3 - VW - black			22	
	6	PZ3-Th blue				
		PZ3-Th - black				
4	7	PZ4-VW + red	12	23		
		PZ4-VW - black			24	
	8	PZ4-Th + green				
		PZ4-Th - black				
5	9	PZ5-VW + white	13	25		
		PZ5-VW black			26	
	10	PZ5-Th brown				
		PZ5-Th black				
6	11	PZ6-VW + yellow	14	27		
		PZ6-VW - black			28	
	12	PZ6-Th blue				
		PZ6-Th - black				
7	13	PZ7-VW + red	15	29		
		PZ7-VW - black			30	
	14	PZ7-Th green				
		PZ7-Th - black				
8	15	PZ8-VW + white	16	31		
		PZ8-VW - black			32	
	16	PZ8-Th brown				
		PZ8-Th - black				
1	1	F1-VW red	9	17	F9-VW red	
		F1-VW black			18	F9-VW black
	2	F1-Th green				F9-Th green
		F1-Th white			F9-Th white	
2	3	F2-VW red	10	19	F10-VW red	
		F2-VW black			20	F10-VW black
	4	F2-Th green				F10-Th green
		F2-Th white			F10-Th white	
3	5	F3-VW red	11	21	F11-VW red	
		F3-VW black			22	F11-VW black
	6	F3-Th green				F11-Th green
		F3-Th white			F11-Th white	
4	7	F4-VW red	12	23	F12-VW red	
		F4-VW black			24	F12-VW black
	8	F4-Th green				F12-Th green
		F4-Th white			F12-Th white	
5	9	F5-VW red	13	25	F13-VW red	
		F5-VW black			26	F13-VW black
	10	F5-Th green				F13-Th green
		F5-Th white			F13-Th white	
6	11	F6-VW red	14	27		
		F6-VW black			28	Tilt-Th blue
	12	F6-Th green				Tilt-Th black
		F6-Th white				
7	13	F7-VW + red	15	29		
		F7-VW - black			30	
	14	F7-Th + green				
		F7-Th - white				
8	15	F8-VW red	16	31		
		F8-VW black			32	
	16	F8-Th green				
		F8-Th white				

Figure 5.6 Plan de branchement des multiplexeurs.

6. Analyse qualitative et quantitative du risque associés aux mouvements de terrain

Dans ce chapitre nous allons aborder le deuxième objectif majeur du projet Gascons, i.e. celui concernant l'analyse du risque. La majeure partie de ce qui suit a déjà été présentée dans un rapport spécifique (Cloutier et Locat, 2012b) et qui a aussi fait l'objet d'un atelier spécial en décembre 2012. À la suite de cet atelier nous avons reçu les commentaires de Daniel Hébert (Transport Canada), Chantal Jacob et d'Isabelle Desjardins-David du Ministère des Transports du Québec.

Dans le devis de recherche nous indiquions qu'étant donné la présence de phénomènes d'instabilités dans le secteur de Gascons, il était essentiel de développer un modèle géotechnique du secteur permettant d'évaluer : (1) la nature des mouvements et des ruptures qui y sont associées, (2) les facteurs aggravants (e.g. rôle de l'eau). Le modèle géotechnique sert donc de base à la détermination des divers aléas qui seront intégrés dans le développement d'une approche à l'analyse qualitative et quantitative du risque associé aux mouvements de terrain actifs. Bien que les mouvements de terrain puissent être causés par les éléments suivant agissant seuls ou non : érosion côtière, variations du niveau de l'eau dans le massif, développement karstique (subsidence), séismes, vibrations et surcharges causées par le passage du train, nous constatons ici que l'analyse du risque est surtout liée au comportement post-rupture du massif rocheux. Comme il sera illustré plus loin, le point central à considérer pour le cas de Gascons, est que nous sommes en présence d'un glissement de terrain actif et que la principale difficulté est de prédire adéquatement l'évolution des vitesses, i.e. le temps nécessaire pour atteindre des conditions critiques. À cet égard, les résultats du projet Gascons constituent une contribution importante à l'avancement de nos connaissances car il présente une des rares études à traiter de ce sujet.

6.1 Objectifs

L'approche de l'analyse du risque a été réalisée par une analyse semi-quantitative du risque que représente le glissement de Gascons pour la voie ferrée et pour les passagers du train circulant à cet endroit. Certains paramètres sont déterminés en partie en se basant sur l'opinion d'experts, plutôt qu'uniquement sur des analyses statistiques ou mécaniques, d'où l'utilisation du terme semi-quantitatif. L'analyse est basée sur les données disponibles présentées dans le rapport de Cloutier et Locat (2012b). Les résultats de notre analyse du risque devraient servir de base pour une future discussion entre les gestionnaires de la voie ferrée qui devront déterminer les niveaux d'acceptabilité du risque, puisqu'ils seront les responsables en cas échéant. Rappelons ici que la démarche globale habituellement utilisée dans la pratique (Fell *et al.*, 2005), et illustrée à la figure 6-1, comprend trois grandes divisions : (1) l'analyse, (2) l'évaluation et (3) la gestion. Bien que le devis du projet de recherche de Gascons se limite au volet 'analyse', nous allons tout de même aborder certains aspects de l'évaluation du risque afin d'aider les intervenants dans leur réflexion.

Il n'existe pas beaucoup d'exemple d'analyse du risque dans le cas de glissements actifs, comme c'est le cas du glissement de Gascons, dont le déplacement annuel atteint quelques centimètres, et ce depuis possiblement une centaine d'années (Cloutier et Locat, 2012a). Les objectifs scientifiques et techniques de ce volet du projet Gascons sont de :

1. Développer une approche d'analyse du risque adaptée au cas de Gascons;

2. Présenter une analyse du risque auquel s'expose le train et ses passagers vis-à-vis du danger posé par les mouvements de terrain;
3. Proposer quelques considérations sur l'évaluation et la gestion du risque afin d'initier une réflexion à ce sujet de la part des intervenants.

L'approche générale qui est utilisée ci-après s'inspire des travaux récents de Fell *et al.* (2005) publiés dans le cadre des activités du Comité No. 1 inter-sociétés (Association internationale de mécanique des sols, de la géotechnique, de la Société internationale de la mécanique des roches et l'Association internationale de la géologie de l'ingénieur et de l'environnement). Cette approche générale est résumée par la figure 6.1. D'après ces auteurs, l'approche à la gestion du risque passe d'abord par son analyse ainsi que son évaluation. Pour plus de détails sur les principes et les méthodes qui ont guidé notre analyse, le lecteur consultera le rapport de Cloutier et Locat (2012b). La terminologie utilisée pour l'analyse du risque est présentée à l'Annexe 1.

Les résultats de l'analyse du risque peuvent être présentés sous diverses formes dont celle utilisant les diagrammes F-N. La figure 6.2 donne un exemple utilisé à Hong Kong (Geotechnical Engineering Office, 1998) où la fréquence et les conséquences des mouvements de terrain ont été très étudiées. Cette figure peut ainsi fournir un exemple des critères de risque qui peuvent être utilisés dans la gestion du risque, *i.e.* décider quelles sont les limites acceptables. Le terme ALARP (As Low As Reasonably Practicable) est un acronyme souvent utilisé dans la littérature anglo-saxonne et qui indique un risque résiduel qui est le plus bas qui puisse être raisonnablement obtenu. Ceci veut dire que pour être plus bas, il pourrait en coûter plus cher que les coûts associés au risque lui-même. Ceci est aussi considéré comme le risque tolérable (par opposition à acceptable). D'après Fell *et al.* (2005) on considère que la probabilité de perte de vie est acceptable si elle est inférieure à une probabilité annuelle de 10^{-5} , tolérable entre 10^{-5} et 10^{-3} et inacceptable à des valeurs supérieures à 10^{-3} (figure 6-2).

6.2 Évaluation du risque associé au glissement de Gascons

L'approche de calcul du risque présentée par Cloutier et Locat (2012b) est résumée à la figure 6.3 qui illustre la stratégie utilisée ainsi que les hypothèses utilisées. L'analyse du risque est principalement orientée sur le risque de perte de vie humaine, mais pourrait aussi être indiqué en pertes financières. À titre d'exemple, Bunce et al. (1997) considèrent que la perte d'une vie humaine vaut environ de 1M\$ (\$ de 1997). Les risques pourraient aussi comprendre les coûts associés aux bris d'équipements, de la voie ferrée ou encore la perte de revenus due à une fermeture temporaire de la voie ferrée. Étant donné que nous n'avons pas accès à ces diverses données économiques, nous allons retenir le risque de perte de vies humaines comme façon d'illustrer le risque potentiellement encouru. L'équation générale qui est appliquée pour les passagers du train est la suivante :

$$R_{T,\acute{e}} = P_{(L)} \sum_{s=1}^N (P_{sN} \times P_{(S:T)} \times P_{(T:L)} \times V_{\acute{e}:T}) \quad [1]$$

Les indices sont utilisés pour :

L : glissement ('L' vient de landslide);

T : atteinte au moment de l'événement;

S : être physiquement présent;

é : élément à risque (personnes);

N : nombre de scénarios possibles de mouvements de terrain pouvant causer des dommages;

s : un scénario donné.

Les termes de l'équation précédente sont définis comme :

$P_{(L)}$: Fréquence (ou probabilité) annuelle d'un glissement dommageable;

$P_{(SN)}$: Probabilité relative d'occurrence des scénarios 1 à N définis pour le secteur de Gascons à l'aide d'un arbre de décision;

$P_{(S:T)}$: Probabilité spatiale temporelle, soit la probabilité que l'élément à risque soit présent, sachant que s'il est présent il sera atteint, variable selon les conditions utilisées;

$P_{(T:L)}$: Probabilité d'atteinte de l'élément à risque sachant qu'un glissement se produit dans la zone de danger, posée égale à 1.

$R_{(T,\epsilon)}$: Risque de perte de vie humaine

$V_{(\epsilon:T)}$: Vulnérabilité de l'élément à risque s'il est atteint par le danger, ici posée égale à 1.0 si atteint.

Tel qu'indiqué à la figure 6.3, on reconnaîtra que pour ce qui concerne l'aléa nous utilisons deux termes ($P_{(L)}$ et $P_{(SN)}$) alors que les autres termes de la partie droite de l'équation sont reliés aux conséquences et que le risque correspond ainsi au produit de l'aléa et des conséquences (Eq. [1]).

6.2.1 Évaluation de l'aléa

6.2.1.1 Probabilité annuelle de glissement ($P_{(L)}$)

Le premier terme de l'équation est la probabilité annuelle (ici équivalent à une fréquence annuelle) d'occurrence d'un évènement $P_{(L)}$. Ce terme est introduit afin de calculer le risque sur une base annuelle et ainsi pouvoir comparer les valeurs obtenues avec des seuils trouvés dans la littérature. La fréquence est fixée par l'analyse des connaissances acquises de la stabilité du massif, elle est donc basée sur l'opinion des auteurs du présent rapport.

La probabilité annuelle d'occurrence d'un mouvement de terrain causant des dommages significatifs $P_{(L)}$ au site du glissement de Gascons est estimée à 0.05^2 , ce qui correspond à un évènement aux 20 ans. Le dernier évènement majeur en terme de mouvements de terrain a eu lieu en 1998, il y a 14 ans. Étant donné que le glissement est actif et que les évènements dangereux découlent de l'accumulation des déplacements, alors la fréquence pourrait augmenter, c'est pourquoi nous utilisons une fréquence de 20 ans, même s'il n'y a pas nécessairement eu un mouvement causant un dommage à chaque 20 ans depuis la mise en fonction de la voie ferrée dans la première décennie du 20^e siècle.

6.2.1.2 Probabilité relative des divers scénarios ($P_{(SN)}$)

Après avoir défini chacun des scénarios, l'analyse va se poursuivre pour définir la probabilité d'occurrence de ces scénarios à l'aide d'une approche utilisant les arbres de décisions (Lacasse, 2008).

6.2.1.2.1 Les scénarios

Notre analyse des aléas associés aux mouvements de terrain nous a amené à considérer quatre scénarios distincts pour lesquels nous tenterons, à l'aide d'une approche par arbre de décision, d'évaluer les aléas relatifs de chacun. Les scénarios impliquent différents secteurs identifiés à la figure 6-4. Les scénarios sont les suivants : (1) la situation actuelle : un glissement actif lent, (2) mouvement accéléré global du massif, (3) la rupture du Petit-Massif, et (4) la rupture du bloc E. À partir de notre analyse des divers données disponibles (Cloutier et Locat 2012b), nous avons attribué à chaque scénario une probabilité d'occurrence $P_{(SN)}$.

² Étant donné que la fréquence estimée des mouvements de terrain causant des dommages significatifs est inférieure à un évènement par année, la probabilité annuelle peut donc prendre la même valeur. S'il s'agissait de cas de chutes de blocs dont la récurrence serait de plus d'une par année, il faudrait alors modifier les équations [1] en conséquence.

6.2.1.2.1.1 Scénario 1 : situation actuelle

Le scénario 1, i.e. la situation actuelle, pose un risque puisque les déplacements cumulés peuvent endommager la voie ferrée risquant ainsi d'entraîner un déraillement si l'entretien n'est pas adéquat. Il s'agit d'un glissement actif lent, dont les vitesses annuelles globales sont entre 0.03 et 0.04 mm/d (mm par jour) et le maximum mesuré de 0.2 mm/d (11, 15 et 70 mm/an).

Ce premier scénario considère que le glissement demeura dans sa situation actuelle et sans accélération possible. La probabilité d'occurrence de ce scénario ($P_{(s1)}$) est de 1, soit de 100%, puisque cette situation est déjà en cours. L'option envisagée ici (que le glissement continue à vitesse constante) est seulement valable pour un temps limité. Le déplacement cumulé pourrait mener à du soutirage additionnel, à une déformation intolérable du mur de soutènement, ou encore à une différence excessive entre la hauteur des rails. Le volume impliqué dans le glissement actuel est de 413 000 m³ et il menace la voie ferrée sur une longueur de 200 m. Éventuellement, au fur-et-à-mesure de l'avancée de la masse rocheuse, la courbe déjà présente sera accentuée et le mur de soutènement subira des déformations excessives. Ainsi, à titre d'exemple, le temps maximal avant d'atteindre une situation critique est calculée ci-dessous, en considérant une vitesse constante et un déplacement de 1 mètre. Cette valeur est prise à titre d'exemple et les propriétaires devront évaluer ce qu'est un déplacement excessif pour la voie ferrée.

$$\text{Temps maximal avant des déplacements excessifs} = \frac{1m}{0.015m/an} = 66\text{ans} \quad [2]$$

Avec ces hypothèses, le temps nécessaire pour atteindre des déplacements de 0.25, 0.5, 0.75, 1 et 1.5 mètres en fonction de la vitesse du glissement est montré à la figure 6.5. Comme mentionné précédemment, étant donné que le glissement est actif, le danger est donc déjà présent et $P_{(sN)}$ devrait prendre la valeur de 1.

Des valeurs de $P_{(sN)}$ ne seront pas déterminés pour les aléas secondaires, i.e. le soutirage sous la voie ferrée et la rupture du mur de soutènement causée par une accumulation des déplacements. Le danger provenant du glissement actuel est bien présent, mais dépend de l'entretien de la voie ferrée. Un bon entretien devrait réduire considérablement le risque relié au mouvement continu et lent.

6.2.1.2.1.2 Scénario 2 : accélération globale

Le deuxième scénario correspond à une accélération globale (ou presque) du massif. Ce scénario prévoit d'abord une augmentation graduelle des vitesses, qui augmenteraient par la suite de façon exponentielle. Le résultat serait un glissement rapide et un désenchevêtrement prononcé de la masse rocheuse. Les déplacements deviendraient trop importants pour maintenir l'intégrité de la voie et le service ferroviaire devrait être interrompu. Éventuellement, la voie ferrée serait perdue, car elle serait entraînée par la masse rocheuse vers la mer. Le mouvement pourrait se faire par étapes, en impliquant d'abord les compartiments du massif les plus en aval, puis s'étendre en amont.

La revue de la littérature présentée dans le rapport 08 (Cloutier et Locat, 2012a) indique que les ruptures rapides (catastrophiques) sont généralement précédées de signes précurseurs et d'une accélération des déplacements et des déformations. Cette accélération peut être suffisamment progressive pour être décelée par le système de surveillance ou par des observations visuelles. Par contre, les caractéristiques de l'accélération, comme sa durée et la vitesse maximale sont difficilement prévisibles surtout si les expériences sur les massifs rocheux semblables sont très limitées. D'après des cas récents, dont celui de Black Lake en Estrie, l'évènement

n'a pas été une surprise, car des signes précurseurs ont permis de réaliser que le glissement avait changé de régime, par rapport aux années précédentes. Sur cette base, il serait donc raisonnable de faire l'hypothèse que l'accélération du glissement puisse être observée suffisamment tôt pour avertir d'un danger pour le train et ses passagers. Cette accélération devra être déclenchée par un changement dans l'équilibre des forces causé, par exemple, par une augmentation anormale des pressions d'eaux, un séisme ou une érosion du pied accrue résultant par des phénomènes météorologiques exceptionnels.

L'accélération globale de la masse rocheuse globale est considérée comme étant relativement peu probable, mais tout de même possible et nécessiterait des cas exceptionnels d'augmentation des pressions interstitielles. Il est aussi possible que la dégradation des propriétés géotechniques du massif par l'effet du temps (altération chimique, gel/dégel, etc.) et les activités anthropiques (passage du train, ajout du ballast donc de masse en sommet de talus, dynamitage, ou autre) suffisent à diminuer les forces résistantes à un seuil critique. Comme on peut le constater, (voir aussi l'analyse de Cloutier et Locat 2012b), ce scénario est le plus difficile à évaluer en termes d'aléas, puisque nous disposons de peu de données historiques. Pour cerner davantage les risques liés à ce scénario, des modélisations sur des logiciels d'éléments finis et discrets seront réalisés au cours de la prochaine année. Toutefois, tel que discuté dans la prochaine section, nous allons considérer qu'une accélération majeure pourrait résulter d'une déstabilisation causée par une rupture du bloc E ou d'une partie du Petit-massif.

6.2.1.2.1.3 Scénario 3 : le Petit-massif

Le troisième scénario (scénario 3) qui semble le plus probable est l'accélération et l'évacuation d'une partie de la masse instable qui entraîneraient un dommage important à la voie ferrée et possiblement des répercussions sur l'instabilité de la masse restante du glissement. Ce scénario serait similaire à ce qui s'est produit en 1998. Deux secteurs de l'instabilité de Gascons sont visés dans cette section. Il s'agit du secteur du Petit-massif et du bloc E (scénario 4), tous deux indiqués à la figure 6.4.

Nous considérons que le scénario 3 est plus probable qu'une accélération majeure de la masse (scénario 2) car un événement de ce genre s'est produit en 1998 (figure 6.6, Cloutier et Locat 2012b). Une partie du Petit-massif s'est effondrée le jeudi 23 juillet 1998. La rupture des blocs rocheux a entraîné le ballast de la voie ferrée, laquelle s'est retrouvée suspendue dans les airs sur une longueur approximative de 1.5 m. La figure 6.6 présente deux photographies du secteur, l'une prise en 1994 (fig. 6.6 gauche, Locat et Couture 1995b) et l'autre en 2009, ainsi qu'une découpe de journaux montrant le dommage provoqué. Les employés du train surveillaient la situation depuis plus d'une semaine et lorsque le ballast s'est enfoncé de trente centimètres, ils ont fermé la voie à la circulation. Le glissement s'est produit peu de temps après la fermeture.

Nous disposons de quelques informations sur la rupture de 1998 et elles sont mentionnées dans le rapport 08 (Cloutier et Locat, 2012a). Durant l'année 1993-94, le LERN, alors le GREGI (Locat et Couture, 1995a) a effectué des mesures de déplacement sur certaines fissures du glissement. Déjà à cette époque, le secteur impliqué dans la rupture de 1998 montrait des vitesses plus importantes qu'ailleurs dans le massif. La vitesse moyenne mesurée était de 0,3 mm/d avec des pics à 0,5 mm/d. La figure 6.7 présente les déplacements mesurés en 1993 sur ce secteur et des mesures de déplacements effectuées entre 2009 et 2012. Les vitesses actuelles sont moins rapides que celles de 1993-94, qui sont les vitesses observées 4,5 ans avant la rupture de 1998.

Deux évolutions des vitesses avant la rupture sont envisageables, soit une vitesse constante jusqu'à la rupture ou une accélération plus ou moins rapide jusqu'à la rupture. La deuxième option est la plus probable, étant donné les signes précurseurs aperçus par les employés du chemin de fer. Ces options sont représentées à la figure 6.8. La vitesse de déplacement calculée à partir des données inclinométriques, considérée comme étant la

vitesse moyenne de tout le secteur du Petit-massif, est de 0.03 mm/d (1.2 cm/an). Une vitesse plus importante est mesurée entre le bloc le plus à l'est du Petit-massif (figure 6.6 à droite) et le talus au nord de la voie ferrée, de 0.044 mm/d (1.6 cm/an). Ainsi, l'espace entre le Petit-massif et le talus au Nord s'agrandit, donc, on pourrait dire que le train a plus d'espace pour circuler! Enfin, au pied de ce secteur, la fissure instrumentée par le fissuromètre F11 (figure 6.9) présente une vitesse moyenne annuelle de 0.06mm/d (2.1 cm/an) avec des pics à 0.2mm/d (7 cm/an). L'extrémité nord du Petit-massif est délimitée par une fissure qui longe la voie ferrée. Cette fissure s'ouvre approximativement de 0.03 mm/an (1 cm/an). La profondeur de cette fissure n'est pas connue, mais elle doit être au moins aussi profonde que le premier plan de cisaillement visible dans l'inclinomètre et dans le SAA vertical du site de forage 1, soit à une profondeur d'environ 7m. Le volume de la zone complète du Petit-massif (telle que montrée à la figure 6.4a) est de 13 250 m³. Pour le scénario 3 nous allons aussi considérer deux scénarios secondaires : (1) la rupture partielle qui entrainerait le bloc le plus à l'est, comme ce fût le cas en 1998 et (2) la rupture totale du secteur du Petit-massif tel que délimité à la figure 6.4a, laquelle est jugée moins probable.

6.2.1.2.1.4 Scénario 4 : secteur centre-est (Bloc E)

Le scénario 4 est associé à une autre zone montrant une activité plus importante, soit le secteur Centre-est et en particulier le bloc montré à la figure 6.4b, nommé le bloc E. Le secteur Centre-est est un dièdre qui glisse sur les bancs sédimentaires, tout comme le glissement général. La surface de rupture voit le jour dans la pente sous les murs de soutènement et est montrée à la figure 6.10a et b. Le volume impliqué est de 75 600 m³. Le volume du bloc E est de 14 400m³ et sa surface de rupture présumée est montrée aux figures 6-10a et 6-11. L'hypothèse posée ici est que la fracture formant la discontinuité arrière du bloc E vient se joindre à un banc sédimentaire pour former la surface de rupture, comme c'est le cas pour les ruptures en dièdres du Centre-Est et du glissement en général. Enfin, un autre secteur pourrait aussi être impliqué dans une rupture partielle, il s'agit de la masse délimitée par la fissure O-W et montrée à la figure 6.4a par un trait rouge. Cette petite rupture voit le jour au niveau de la voie ferrée et sa chute serait suffisante pour bloquer le passage du train. Les vitesses de déplacements mesurées dans ce secteur proviennent de mesures extensométriques et de l'interférométrie radar par satellite (Couture *et al.*, 2010, Couture *et al.*, 2011). Les vitesses d'ouverture des fissures mesurées avec les extensomètres donnent des vitesses de 1 cm/an et celles mesurées par le suivi PTA-InSAR sont entre 2 et 5 cm/an pour CR12, CR13 et DR8 (figure 6.9). Il faut noter ici que dans les deux cas, les mesures ne sont pas nécessairement dans l'axe maximum des déplacements et que le suivi PTA-InSAR suit le déplacement d'un bloc, contrairement aux extensomètres qui mesurent la largeur d'une fissure.

6.2.1.2.2 Probabilités relatives des scénarios évaluées par un arbre d'événements

À partir des descriptions effectuées, les probabilités d'occurrence associées à ces scénarios (P_{sN}) doivent être déterminées. Pour ce faire, la méthode des arbres d'événements est utilisée. L'arbre d'événements permet de représenter de façon schématique toutes les possibilités d'évolution du danger (Baecher et Christian, 2003). Lorsque l'on évolue dans une branche, on prend en compte les événements qui se sont produits en amont dans l'arbre. Ceci permet entre autre de mettre en lumière les interactions entre les événements, par exemple, il y a plus de chance que ceci arrive lorsque cela s'est déjà produit. L'arbre d'événements sera utilisé pour déterminer la probabilité d'occurrence de chaque scénario. Pour ce faire, il faut donner à chaque nouvel embranchement une probabilité (P_{sN}). Certaines règles doivent être respectées dont : (1) la somme des probabilités d'un nœud doit être égale à 1 et (2) la somme des multiplications de toutes les probabilités le long d'une branche doit valoir 1. La qualification des probabilités d'occurrence des divers scénarios a été établie, selon notre jugement, à l'aide du tableau 1 utilisé pour Lacasse (2008) dans des cas semblables.

Tableau 6.1. Probabilités relatives associées à des termes qualitatifs (traduit de Lacasse, 2008).

Description verbale de l'incertitude	Probabilité de l'évènement
Virtuellement impossible	0,001
Très improbable	0,01
Improbable	0,10
Complètement incertain	0,50
Probable	0,90
Très probable	0,99
Virtuellement certain	0,999

Le premier arbre qui est présenté (figure 6.12) considère plusieurs scénarios d'évolution du glissement. Comme il a été mentionné à la section 6.1, les aléas secondaires, tels que le soutirage et le bris des murs, ne sont pas considérés. Pour réaliser cet arbre, nous avons posé l'hypothèse que la situation actuelle ne cause pas de dommages exagérés à la voie ferrée.

Certains des scénarios présentés dans l'arbre sont très improbables et on leur associe donc une probabilité relativement plus faible que pour les autres scénarios. La probabilité d'occurrence relative est quantifiée en associant des valeurs à des expressions qualitatives, selon les termes du tableau 1, qui correspondent plus ou moins à un choix basé sur l'opinion d'experts. La somme des probabilités de chacun des niveaux d'embranchement doit être de 1. Afin d'y arriver, il a été nécessaire de s'écarter légèrement des valeurs proposées du tableau 1. Ainsi, la probabilité individuelle absolue diminue pour un nombre accru de possibilités, puisque la somme doit être de 1, peu importe le nombre de possibilités.

Un embranchement se termine lorsqu'il atteint l'une ou l'autre de ces possibilités; (1) une évolution lente, c'est-à-dire que suite aux événements en amont dans l'arbre le glissement retourne vers une progression lente ou (2) une accélération majeure qui implique une partie ou la totalité du massif instable. La fin d'une branche en évolution lente ne signifie pas nécessairement que le glissement retournera dans la situation actuelle, car dans certains cas, l'évolution prévoit un changement majeur dans sa géométrie. Par contre, le retour dans une situation d'évolution lente permet par exemple d'effectuer des travaux dans la zone ou encore la réévaluation de la situation.

Les termes utilisés pour les divers scénarios décrits dans l'arbre sont les suivants :

Évolution lente (Évol. lente) : Situation actuelle du glissement de Gascons. Pour cette branche, les vitesses de déplacement et la géométrie du glissement demeurent telles qu'actuellement.

Rupture partielle du Petit-massif (Rupt. PM part.) : Il s'agit de la chute du secteur est du Petit-massif que l'on voit photographié à la figure 6.6. Cet événement serait similaire à celui de 1998.

Rupture totale du Petit-massif (Rupt. PM tot.) : Cet événement implique la chute de tout le secteur identifié Petit-massif à la figure 6.4. Le secteur est délimité par une fissure située tout juste au nord des rails, parallèle à ceux-ci.

Rupture bloc E (Rupt. bloc E) : Il s'agit de la rupture du bloc E, tel que défini à la figure 6.4.

Rupture partielle bloc E (Rupt. part. E): Il s'agit de petites ruptures sur la paroi au nord des rails qui forme le côté sud du bloc E. Le matériel impliqué dans une telle rupture pourrait atteindre la voie ferrée.

Accélération majeure (Acc. majeure) : Ce terme est utilisé pour décrire une accélération d'une partie importante du glissement de Gascons, tel que le secteur Centre-est (figure 6.4) ou encore la totalité de la masse instable.

Les valeurs associées à la probabilité d'occurrence relative de chacune des possibilités dépendent en partie de la période de temps sur laquelle on veut baser les estimations. Ici, nous avons estimé qu'avec un déplacement d'environ 1 m qui se produirait en 66 ans selon la vitesse actuelle, cela constituait un déplacement qui devrait causer des mouvements jugés excessifs au point de pouvoir causer une rupture localisée et nécessiter des travaux de réfection majeurs

On associe le terme improbable à une évolution lente (probabilité, $P_{s1}=0.2$), car il n'existe pas de situation naturelle qui pourrait mener à l'arrêt du glissement. De plus, étant donné la géométrie des blocs du glissement, 1 mètre supplémentaire de déplacement causera certainement une modification de la géométrie du glissement, donc un glissement partiel.

L'évènement le plus probable du premier niveau de l'arbre est la rupture partielle du Petit-massif. Nous associons une probabilité élevée de 0.44 à une rupture partielle du Petit-massif, soit un évènement similaire à celui de 1998. La rupture totale du Petit-massif est pour sa part jugée très improbable ($P=0.01$), mais pourrait augmenter suite à la rupture du Petit-massif.

Les évènements rupture partielle du bloc E et rupture du bloc E sont fortement corrélés. Nous avons distingués ces deux évènements, car nous croyons que le bloc E présentera des signes précurseurs avant la rupture. Il s'agira possiblement de petites ruptures de la section au-dessus de la voie ferrée. Puisque cette rupture, même partielle, entraînerait possiblement des dommages à la voie ferrée, nous en avons fait un évènement distinct. Ainsi, la probabilité associée à rupture partielle est plus importante que celle de la rupture complète du bloc E. La probabilité associée à leur somme est de 0.349 (somme des ruptures partielles et complète). Au deuxième niveau de l'embranchement de la rupture partielle du bloc E, la rupture du bloc E est très probable étant donné que des ruptures partielles se sont produites.

Le dernier scénario de ce niveau de l'arbre est l'accélération majeure, pour lequel une faible probabilité est associée (0.001).

La branche de la rupture partielle du P-M se subdivise en quatre branches. La première et la plus probable est l'évolution lente à 0.89. Il s'agirait donc d'un évènement comme celui de 1998, avec des conséquences importantes pour la voie, mais pas sur l'évolution immédiate du restant de l'instabilité. Le second scénario est la rupture du bloc E. Étant donné qu'il ne semble pas que la stabilité du bloc E soit grandement influencée par le bloc à l'est du P-M, cette suite est considérée improbable, tout comme d'ailleurs la rupture totale du P-M. Enfin, il est jugé très improbable qu'une rupture en haut de la falaise, comme celle d'un bloc du P-M, puisse engendrer une accélération majeure globale.

La rupture totale du P-M, quant à elle, entraînerait très probablement la rupture du bloc E, car celui-ci se trouverait sans support latéral. Le retour vers une évolution lente est peu probable suite à la rupture totale du P-M et du bloc E, car il s'agirait d'un changement important à la géométrie du massif. Le glissement du bloc E

causerait probablement l'accélération du secteur Centre-est. Par contre, il est incertain que la rupture du bloc E entraîne la rupture partielle du P-M.

Les chiffres en rouge dans les figures des arbres (figures 6.12 et 6.13) sont le résultat de la multiplication de toutes les probabilités rencontrées en remontant une branche. La sommation de tous les chiffres rouges doit être égale à 1. Pour l'arbre de la figure 6.12, les probabilités relatives de trois cas peuvent être calculées, soit : (1) le glissement demeure dans la situation actuelle, (2) une partie glisse et le reste demeure dans la situation actuelle ou (3) le cas d'une accélération majeure. Les résultats sont les suivants :

(1) évol. lente : 0.200
(2) rup + évol. lente : 0.470
(3) acc. majeure : 0.323
Total : 1.000

La probabilité associée à l'accélération majeure, qui est de 0.323, peut sembler élevée. Elle découle en bonne partie des branches associées à la rupture partielle du bloc E et de la rupture totale du bloc E. Nous considérons que si le bloc E chute, il est fort probable qu'il y ait une répercussion importante sur le secteur Centre-est.

La figure 6.13 présente deux fois le même arbre avec des résultats de calcul des probabilités légèrement différentes. L'arbre présenté à la figure 6.13A est une simplification de celui de la figure 6.12, qui permet de se concentrer sur les effets des scénarios sur la voie ferrée et donc des conséquences. Dès qu'un embranchement cause un endommagement majeur à la voie ferrée, l'embranchement se termine par le terme *voie endommagée*. On considère que la rupture totale du Petit-massif, la rupture partielle et/ou totale du bloc E, et l'accélération majeure endommagent la voie ferrée. La rupture partielle du Petit-massif tant qu'à elle, n'endommage pas nécessairement la voie ferrée, par contre le cas de 1998 permet de stipuler qu'il s'agit d'une conséquence probable de cet événement et d'y associer une probabilité de 0.9.

À la figure 6.13A, la probabilité que la voie soit intacte après un événement est 0. Ceci permet de retrouver les mêmes valeurs qu'à l'arbre événementiel complet de la figure 6.12. À la figure 6.12B, les valeurs sont ajustées pour correspondre aux valeurs associées aux termes virtuellement impossible et virtuellement certain du tableau 6-1.

6.2.2 Évaluation des conséquences

Les conséquences d'un glissement de terrain accéléré vont dépendre de la présence ou non des éléments à risque dans le secteur du glissement, de sa probabilité d'atteinte s'il s'y trouve et de sa vulnérabilité.

6.2.2.1 Présence de l'élément à risque dans le glissement ($P_{(S:T)}$)

Cette dernière varie en fonction de la capacité d'avertir le train qu'un danger est survenu. L'analyse sera faite en considérant d'abord deux cas extrêmes. Le premier est que le train arrêtera à la vue du danger. Ainsi, le seul moment où le glissement peut se produire et affecter le train, c'est lorsque le train circule dans la zone à risque. Elle sera nommée la probabilité résiduelle. C'est donc la probabilité temporelle spatiale minimale qui prend pour acquis qu'à la vue du danger le train peut s'arrêter à tout coup.

Le deuxième cas extrême est celui qui considère qu'une erreur humaine peut entraîner un manque de vigilance (PEH, Feldmann et al. 2008) ou encore une vitesse du train qui ne lui permettrait pas de s'arrêter à temps à la vue du danger (i.e. d'un glissement catastrophique). Dans le cas où le train roulerait à une vitesse permettant

l'arrêt à la vue du danger, il y aurait toujours la possibilité d'un manque de vigilance causé par une erreur humaine (Feldmann et al. 2008). Le cas extrême serait donc celui correspondant à une situation où le train ne peut pas s'arrêter à la vue du danger. De telles situations pourraient résulter de : (1) la vitesse du train (train dit « aveugle ») ou (2) de la présence d'une brume intense. Pour ce qui est de la brume, nous allons considérer, dans l'analyse qui suit, qu'il y aurait de la brume 1% et 5% du temps. Pour ce qui est de la situation 1 (train aveugle), nous considérons que la dernière inspection de la voie s'est fait 6 heures (360min) avant le passage du train³.

En utilisant une valeur minimale et une valeur maximale de la probabilité spatiale temporelle, ceci permet d'obtenir un intervalle de valeurs pour le risque qui sera déterminé et discuté plus loin.

La probabilité spatiale temporelle varie avec les caractéristiques d'opération du chemin de fer. Deux probabilités temporelles spatiales sont calculées, afin de considérer les situations suivantes :

1. Probabilité spatiale temporelle résiduelle

Ceci correspond à la situation où le train serait atteint par le danger uniquement lorsqu'il circule dans la zone à risque au même moment que les mouvements catastrophiques se produisent. Ceci équivaut aussi aux situations correspondant au fait que le chauffeur du train serait capable de s'arrêter à temps dans 100% des cas.

2. Probabilité spatiale temporelle maximale

Tel qu'indiqué plus haut, le cas extrême serait celui correspondant à une situation où le train ne peut pas s'arrêter à la vue du danger, i.e. le train « aveugle ». Dans un tel cas, le temps d'exposition au danger sera plus grand. En fait, puisqu'il ne peut pas s'arrêter en cas de danger, la conséquence sera la même si le glissement a lieu avant ou pendant le passage du train. Par contre, puisque l'état de la voie est vérifié avant le passage du train, le temps d'exposition est égal à la période de temps entre la vérification et le passage du train. Ceci revient au temps que le glissement accéléré a pour se produire sans que l'on puisse avertir le train. Nous l'appellerons le temps sans surveillance (équivalent à un délai d). Dans le cas sans vérification (e.g. par un camion), la vérification serait faite par le train précédent, limitant le temps sans surveillance au temps entre deux trains.

La probabilité spatiale temporelle est dépendante du temps d'exposition au danger, sur une base annuelle. Ainsi, les variables à considérer dans le calcul sont les suivantes :

- le fait que le train puisse s'arrêter s'il voit le danger à temps;
- la fréquence du trafic ferroviaire (f_t);
- la vitesse du train et sa longueur qui détermine le temps d'exposition au danger;
- les vérifications de la voie ferrée avant le passage du train. Ainsi, si un véhicule circule sur les rails pour examiner l'intégrité du rail une heure avant le passage du train, le danger doit survenir durant cette période d'une heure, incluant le temps où le train se trouve dans la zone, pour constituer un danger. Cette variable réduit considérablement la période de temps au cours de laquelle le train est exposé au danger d'un glissement de terrain catastrophique

³ Il faut noter ici que ces valeurs ne prennent pas en compte le temps et la distance de freinage du train ainsi que d'autres mesures qui pourraient permettre d'informer le chauffeur du train de problèmes potentiels sur la voie ferrée.

La $P_{(S:T)}$ est calculée de la façon suivante :

$$P_{(S:T)} = \frac{(d + t_p + t_v) * f_p}{525\ 600} \xrightarrow[\text{dimensionnelle}]{\text{analyse}} \left[\frac{(\text{min} + \text{min}) * \text{passages/an}}{\text{min/an}} \right] \Rightarrow [\text{Sans dimension}] \quad [3]$$

Avec :

$P_{(S:T)}$: Probabilité spatiale temporelle

d : temps sans surveillance ou le délai pour que le danger se produise qui est le moment entre la vérification et le passage du train, en minutes

f_p : fréquence de passage des trains dans une année

t_v : temps nécessaire pour parcourir la distance entre la distance critique d'arrêt et l'atteinte de la zone dangereuse. Ce terme est dépendant de la distance de freinage du train. Il s'agit du temps critique qu'il lui faut pour s'arrêter. Donc, si le glissement se produit alors que le train est à une distance inférieure à la distance de freinage, alors il sera atteint.

t_p : durée du passage du train dans la zone instable, en minutes, calculée la façon suivante :

$$t_p = \frac{\text{longueur de la zone}}{\text{vitesse du train}} + \frac{\text{longueur du train}}{\text{vitesse du train}} \quad [4]$$

La valeur des paramètres de la situation actuelle et le calcul de la probabilité spatiale temporelle sont fournis au tableau 6.2.

Tableau 6.2. Données et résultats de calcul de la probabilité spatiale temporelle que le train se trouve dans la zone du glissement pour les valeurs résiduelle et maximale (ici un délai de 6 heures).

Paramètres	$P_{(S:T)}$ résiduelle	$P_{(S:T)}$ maximale
f_p (train/an)	312	312
Vitesse du train (km/h)/ longueur du train (m)	16.09/ 200	16.09/ 200
t_p (minutes)	1.3	1.3
t_v (minutes)	0.16	0.16
d (minutes)	0	360
$P_{(S:T)}$	0.0009	0.21

La probabilité spatiale temporelle représente la probabilité que le glissement se produise dans la période de délai au cours duquel le train se trouve dans le secteur du glissement. On note tout de suite l'écart important entre les deux valeurs obtenues selon les hypothèses envisagées. Plus les vérifications sur les rails se font dans un court laps de temps précédant le passage du train, plus la probabilité que le train se trouve dans la zone instable alors que le glissement est survenu décroît et tend vers la probabilité résiduelle. Il n'est pas possible de diminuer la $P_{(S:T)}$ sous sa valeur résiduelle en effectuant uniquement des vérifications visuelles, pour ce faire il faut être en mesure de prédire quand se produit l'évènement, de là l'intérêt d'un système d'alerte.

Enfin, la probabilité résiduelle considère que le train arrêtera à tout coup à la vue du danger, mais en réalité sa capacité dépend de plusieurs facteurs :

- la distance à laquelle le conducteur de la locomotive peut apercevoir le danger;
- la distance de freinage;
- la visibilité (nuit, jour, brouillard, pluie, etc.);
- le temps de réaction du chauffeur de train.

Alternativement, on pourrait aussi reprendre l'approche considérant le train «aveugle», mais en estimant le nombre maximum de jour où la brume ne permettrait pas une vision suffisante. On pourrait ainsi considérer une fraction de la fréquence de passage du train (f_p) où ce serait le cas. Nous n'avons pas ces données en main, mais si on considérerait, par exemple, que seul 5% des passages peuvent se faire dans la brume, alors la probabilité spatiale temporelle prendrait une valeur de 0.0116 (5% $P_{(S;T)}$ max + 95% $P_{(S;T)}$ résiduelle) et de 0.003 à une valeur de 1%. À la limite, cette valeur devrait tendre vers la valeur résiduelle de $P_{(S;T)}$.

6.2.2.2 Probabilité d'atteinte de la voie ferrée, ($P_{(T;L)}$)

Puisque l'infrastructure est fixe, la probabilité d'atteinte de l'élément à risque par le danger $P_{(T;L)}$ est de 1. La probabilité spatiale temporelle est aussi de 1, car l'infrastructure se trouve en permanence dans la zone de danger.

6.2.2.3 Probabilité d'atteinte du train

Dans le cas du train, la probabilité d'atteinte de l'élément à risque ($P_{(T;L)}$), s'il est dans le secteur du glissement, est considérée comme étant 1, comme pour la voie ferrée. Nous faisons l'hypothèse que si le train se trouve dans le secteur du glissement, il sera indéniablement touché, car son trajet traverse le secteur à risque au complet.

6.2.2.4 Vulnérabilité ($V_{(é;T)}$)

Il existe peu de données sur la vulnérabilité des personnes lors d'un glissement de terrain. Dans leur analyse, Dai et al, (2002) fournissent un tableau (tableau 6.3) qui résume les valeurs recommandées pour évaluer le risque de décès pour une personne frappée par un mouvement de terrain à Hong Kong. À partir de ce tableau et aux fins de nos calculs, l'analyse fera l'hypothèse que si un train circule sur une portion endommagée de la voie ferrée, il déraillerait et il n'y aurait aucun survivant. C'est en faisant ces hypothèses qu'on associe le déraillement d'un train à la perte de vies humaines. La distinction entre un train de marchandise et un train de passagers se ferait au niveau de la quantité de perte de vies humaines qui sera moins grande dans le premier cas. On notera plus loin, que le nombre de passagers voyageant dans le train a une incidence directe sur les critères d'acceptabilité du risque.

La zone à risque est d'une longueur de 200 m, soit la largeur du glissement de terrain. Ainsi, en cas de déraillement, il existe une possibilité que le train chute vers la falaise et termine sa course 65 m plus bas au bord de la mer, par exemple si le déraillement survient au niveau des murs de soutènement. Cette hypothèse sera utilisée quelque soit la longueur de la voie ferrée effectivement emportée lors d'un glissement catastrophique.

Ces hypothèses mènent donc à une vulnérabilité de 1 pour les personnes se trouvant à bord d'un train qui circule sur une voie endommagée par le glissement de Gascons et qui causent le déraillement du train.

Tableau 6.3. Sommaire des niveaux de vulnérabilité établis à Hong Kong vis-à-vis d'une personne exposée à certains types de mouvement de terrain (Dai *et al.*, 2002).

Cas	Vulnérabilité (écart)	Vulnérabilité recommandée	Commentaires
Personne sur un terrain à découvert : 1. Si frappée par une chute de pierre; 2. Si ensevelie; 3. Si pas ensevelie	0.1-0.7 0.8-1.0 0.1-0.5	0.5 1.0 0.1	Peut être blessée Décès par asphyxie Forte chance de survie
Personne dans un véhicule : 1. Si le véhicule est enseveli ou écrasé : 2. Si le véhicule est seulement endommagé :	0.9-1.0 0.0-0.3	1.0 0.3	Décès à peu près certain Décès probable
Personne dans un bâtiment : 1. Si le bâtiment s'effondre; 2. Si le bâtiment est inondé de débris et que la personne est ensevelie; 3. Si le bâtiment est inondé mais la personne n'est pas ensevelie : 4. Si les débris ne frappent que le bâtiment :	0.9-1.0 0.8-1.0 0.0-0.5 0.0-0.1	1.0 1.0 0.2 0.05	Décès presque certain Décès très possible Forte chance de survie Virtuellement aucun danger ^a

^aDoit être vérifié en détails selon la proximité de la personne et la partie du bâtiment affectée par le glissement.

Bien que les observations sur les éléments à risque, tels que la voie ferrée et le mur de soutènement, soient faites, l'analyse du risque proprement dite sera limitée à celle liée au risque de pertes de vies humaines des passagers voyageant dans le train. Aux fins de nos analyses, nous allons considérer que si le train est impliqué dans une composante (ou phase) incontrôlable du glissement de terrain alors la vulnérabilité des passagers est égale à 1.0.

Enfin, les valeurs du risque calculé seront présentées en fonction de chacun des paramètres de l'équation pour effectuer une analyse paramétrique et cerner le rôle de chacun des paramètres sur le résultat. Puis, afin de discuter des critères d'acceptabilité du risque total calculé à Gascons, il est présenté sur un graphique de la fréquence annuelle d'occurrence d'un évènement en fonction du nombre de pertes de vies humaines, il s'agit d'un diagramme F-N (Fell *et al.*, 2005).

6.2.3 Estimation du risque ($R_{(T,\acute{e})}$)

Les résultats des calculs du risque associé aux mouvements de terrain sont présentés sous la forme d'une étude paramétrique, et les résultats sont illustrés dans des graphiques de la fréquence annuelle en fonction des conséquences.

Pour la probabilité spatiale temporelle, elle est de 1 pour la voie ferrée, mais varie pour le train. La $P_{(S:T)}$ minimale est celle résiduelle, de 0.0009 et la $P_{(S:T)}$ pour un train « aveugle » et une surveillance aux 6 heures (360 min) est de 0.21, un écart important par rapport à la valeur résiduelle. Le risque sera donc estimé avec ces deux valeurs pour le train.

Nous avons aussi considéré l'effet de la valeur de $P_{(L)}$ sur le calcul du risque et cela est illustré à la figure 6.14. On y voit bien que la fréquence (ou probabilité) annuelle d'un évènement dangereux, que nous avons fixée à 0.05, influence grandement la valeur du risque.

6.2.3.1 La voie ferrée

Le tableau 6.4 présente les paramètres et les résultats du calcul d'estimation du risque pour la voie ferrée. Avec l'approche utilisée ici, le risque total serait 0.04, i.e. que la réparation nécessaire pour des dommages majeurs à la voie ferrée serait d'une fois tous les 25 ans.

Tableau 6.4. Calcul du risque pour la voie ferrée, associée à une probabilité annuelle d'un mouvement de terrain causant des dommages ($P_{(L)}$) de 0.05.

Dangers	P_{SN}	$P_{(T:L)}$	$P_{(S:T)}$	$V_{(D:T)}$	Fréq. Annuelle (P_L)	Risque voie	Risque total voie
Rupt. part. P-M arbre	0.44	1	1	1	0.05	0.022	0.04
Rupt. tot. P-M arbre	0.01	1	1	1	0.05	0.0005	
Rupt. part. bloc E arbre	0.249	1	1	1	0.05	0.01245	
Rupt. tot. Bloc E arbre	0.1	1	1	1	0.05	0.005	
Acc. majeure arbre	0.001	1	1	1	0.05	0.00005	

6.2.3.2 Le train et les vies humaines

Dans le cas du calcul de la probabilité annuelle de perte de vies humaines pour le train et ses passagers, les probabilités d'occurrence ($P_{(SN)}$) de chacun des dangers sont les mêmes que pour la voie ferrée, mais la probabilité spatiale temporelle est différente (tableau 6.5). Deux valeurs de $P_{(S:T)}$ sont utilisées :

- (1) La valeur minimale est la $P_{(S:T)}$ résiduelle de 0.0009
- (2) La valeur maximale utilisée est 0.21 en considérant un train « aveugle » et une surveillance aux 6 heures.

Tableau 6.5. Calcul de la fréquence annuelle de perte de vies humaines pour l'élément à risque *le train*.

Dangers	P_{SN}	$P(T:L)$	$P(S:T)$	$V(D:T)$	Fréq. Annuelle (P_i)	Risque de perte de vies humaines annuel	Risque total
Résiduelle							
Rupt. part. P-M	0.44	1	0.0009	1	0.05	0.0000198	0.0000360
Rupt. tot. P-M	0.01	1	0.0009	1	0.05	0.000000450	
Rupt. part. bloc E	0.249	1	0.0009	1	0.05	0.0000112	
Rupt. tot. Bloc E	0.1	1	0.0009	1	0.05	0.00000450	
Acc. Majeure	0.001	1	0.0009	1	0.05	0.000000450	
Maximale (Train aveugle et surveillance aux 6h)							
Rupt. part. P-M arbre	0.44	1	0.21	1	0.05	0.00462	0.0084
Rupt. tot. P-M arbre	0.01	1	0.21	1	0.05	0.000105	
Rupt. part. bloc E arbre	0.249	1	0.21	1	0.05	0.00261	
Rupt. tot. Bloc E arbre	0.1	1	0.21	1	0.05	0.00105	
Acc. majeure arbre	0.001	1	0.21	1	0.05	0.0000105	

Le risque total calculé est de 0.000036 en utilisant la $P_{(S:T)}$ résiduelle et de 0.0084 pour la $P_{(S:T)}$ maximale. Cette plage de valeurs possibles pour le risque total calculé dépend donc principalement du temps sans surveillance, et est illustrée graphiquement à la figure 6.15.

Un graphique de type F-N, avec les droites des critères d'acceptabilité proposés à Hong Kong (Geotechnical Engineering Office, 1998), est présenté à la figure 6.16. Les valeurs résiduelles et maximales du risque sont présentées ainsi que celles estimées pour illustrer la prise en compte du facteur «brume». D'après les discussions lors de l'atelier de décembre 2012 portant sur le risque, les représentants des opérations ont indiqué que le train, avec une vitesse de 15 km/h, ne pouvait pas s'arrêter à la vue du glissement. Si tel est le cas, cette situation représenterait donc, selon nos analyses et avec les hypothèses utilisées, les conditions présentant le risque le plus élevé. Cette valeur de risque maximal, placée sur la figure 6.16 indique que, si les estimations sont réalistes, que dans un contexte semblable à celui de Hong Kong, ce risque serait inacceptable. Cet élément souligne l'importance pour les propriétaires de s'assurer d'utiliser les seuils d'acceptabilité utilisés par ce type d'industrie au Canada.

On peut aussi considérer le risque auquel s'exposerait une personne travaillant sur le site pour 8 heures (1 jour), une fois par année. Dans ce cas-ci, la probabilité spatiale temporelle $P_{(S:T)}$ serait de $[(8 \times 60) / 535600 =]$ 0.00091, pour un risque total (équivalent à 0.000036).

À la figure 6.17, les risques résiduels associés à chacun des aléas en plus du risque total sont présentés dans un schéma F-N qui illustre comment le risque peut être relié aux conséquences. Cette figure illustre que plus les conséquences sont élevées, moins le niveau de risque estimé est acceptable. Ici on extrapole jusqu'à une possibilité de perte de 20 vies humaines Pour considérer la perte d'un nombre plus ou moins élevé de décès, il suffit de translater les points horizontalement jusqu'à atteindre l'abscisse du nombre considéré.

6.3 Discussion

Dans cette section du chapitre, nous voulons aborder divers éléments reliés à l'analyse du risque. Nous allons aussi aborder brièvement quelques aspects portant sur l'évaluation du risque et sa gestion possible.

6.3.1 Approche pour le calcul du risque

L'analyse du risque qui a été présentée plus haut a été réalisée en intégrant plusieurs types d'information qui ont chacun leur degré d'incertitude. Sans limiter la valeur des résultats obtenus, il nous apparaît important de revenir sur certains aspects de l'approche utilisée.

6.3.1.1 Incertitudes et limites

D'après Fell et al. (2005), l'incertitude est décrite comme une situation incertaine, qu'elle soit ou non définie par une distribution de probabilité. L'incertitude est causée par des variations naturelles et/ou par une connaissance incomplète (manque de compréhension ou de données). Une approche, souvent utilisée pour apprécier l'effet de l'incertitude est de réaliser des analyses paramétriques qui à tout le moins révèlent l'importance de telle ou telle composante de l'analyse sur les résultats obtenus. Un degré d'incertitude existe pour chaque paramètre utilisé dans nos analyses. Dans certains cas, e.g. l'analyse par arbre de décision (figures 6.12 et 6.13), l'approche par le « jugement d'expert » est utilisée. Dans d'autres cas, nous posons des hypothèses simplificatrices (voire conservatrices), comme par exemple pour la vulnérabilité du train que nous avons posée égale à l'unité. Pour d'autres, comme la probabilité spatiale temporelle, i.e. la présence du train dans le secteur, l'incertitude est beaucoup moindre étant donné que tous les paramètres nécessaires aux calculs peuvent être estimés convenablement (e.g. Eqs. [3] et [4]).

L'analyse permettant d'évaluer la stabilité initiale d'un talus, i. e. avant une rupture potentielle, est une pratique qui date de plusieurs décennies et divers outils ont été développés pour évaluer la stabilité des talus ou remblais sous diverses conditions. Mentionnons, à titre d'exemple, le logiciel commercial SlopeW dont l'utilisation est fort répandue dans la pratique. En fait, dans ce cas, on considère la plupart du temps des analyses à l'équilibre limite lesquelles permettent de définir un facteur de sécurité (avec ou sans approche probabiliste). Dans de tels cas, nous disposons de plusieurs exemples sur lesquels appuyer la validité de nos approches.

Par contre, pour ce qui est de prédire le comportement d'un glissement actif (i.e. en post-rupture), nos outils sont alors très limités. Dans ce cas, on utilise surtout les données de déplacement (et le temps) comme élément de base de l'analyse. Ceci explique pourquoi nous avons mis en place un système de surveillance pour suivre les déplacements pour arriver à comprendre le comportement du massif et sa réponse aux différentes variations environnementales.

Une des limites importantes de l'analyse du risque présentée ici résulte de l'incertitude liée à l'évaluation de la probabilité d'occurrence des mouvements de terrain pouvant causer des dommages excessifs ($P_{(L)}$). Nous avons fixé cette valeur à 0.05 (récurrence de 20 ans) car nous la trouvons suffisamment conservatrice vis-à-vis de notre connaissance actuelle du comportement du massif rocheux. Étant donné que les mouvements sont continus et que l'amplitude des déplacements doit nécessairement avoir une limite physique au-delà de laquelle les dommages deviennent excessifs, la valeur de $P_{(L)}$ utilisée ne peut être constante. Nous pensons que ceci est à souligner particulièrement pour le secteur du Petit-massif. La principale difficulté ici est donc de prédire le comportement du massif rocheux en fonction du temps, comme nous l'avons illustré à la figure 6.8. À ce

moment-ci, une synthèse des données de vitesses précédant des cas de rupture a été présentée par Cloutier et Locat (2012a, p. 52) laquelle suggère que dans ces cas, la période préliminaire (e.g. alerte jaune) au mouvement catastrophique commencerait à partir d'une vitesse de l'ordre de 1.5 mm/d (fig. 6.18). Les vitesses maximales mesurées en 1994 au site de Gascons étaient voisines de 0.5 mm/d, quatre années avant l'éboulis de 1998. Ainsi, la surveillance et l'utilisation des critères d'alerte devraient permettre une réévaluation régulière de la probabilité de rupture, laquelle devrait augmenter en fonction du temps mais dépendante de l'évolution des vitesses de déplacements. De là l'importance de placer l'analyse du risque présentée ici dans un contexte évolutif. D'ailleurs, cet aspect est celui de nos travaux de recherche qui va se poursuivre après la fin du projet, dans le cadre de la thèse de doctorat de C. Cloutier (Cloutier 2013), dont un des aspects qui y sera traité est lié à définir une approche rationnelle de la détermination de critères d'alerte basés sur notre connaissance actuelle des déplacements.

Nous sommes à évaluer une approche pour déterminer la valeur de $P_{(L)}$ à partir d'une loi de puissance qui prendrait en compte la forme possible de l'évolution de la relation déplacement-temps illustrée à la figure 6.8 pour l'éboulis de 1998. Une approche par une loi de puissance a été utilisée par Crosta et Agliardi (2003) et proposée par Voight (1989) :

$$\dot{\Omega} = [A(\alpha - 1)(t_f - t) + \dot{\Omega}_f^{1-\alpha}]^{\frac{1}{1-\alpha}} \quad [5]$$

Où t_f est le temps pour atteindre la rupture (en minutes), Ω les déplacements, et A et α des constantes empiriques utilisées pour l'ajustement.

Dans le cas du projet Gascons on peut poser la question suivante : est-ce que d'autres spécialistes arriveraient aux mêmes résultats? Il est difficile de répondre à cette question dans un contexte où, comme nous l'avons indiqué plus haut, il n'existe pas d'approche standardisée pour ce type d'analyse. Afin de tout de même considérer cet aspect important, nous nous proposons de faire évaluer notre rapport par un expert dans le domaine qui pourra nous indiquer son opinion et faire des commentaires et recommandations s'il y a lieu. Étant donné que notre travail se fait dans le cadre d'activités de recherche, nous comptons surtout sur la reconnaissance par les pairs pour nous aider à valider l'approche proposée pour ce type de mouvement de terrain et cela via la soumissions d'articles à des revues scientifiques.

6.3.1.2 Atteinte et vulnérabilité des éléments à risque

Les calculs qui ont été présentés considèrent dans tous les cas que si l'élément à risque est dans le secteur du glissement (200 m de largeur) il sera atteint et il sera détruit. Ainsi, les valeurs de la vulnérabilité et de la probabilité d'atteinte sont considérées égales à l'unité (1). Ainsi, au niveau du calcul du risque, s'il est possible de réduire ces valeurs par des méthodes appropriées, le risque en sera d'autant réduit. De plus, cette hypothèse implique que la vulnérabilité du train est la même pour tous les scénarios, de la rupture du Petit-massif à l'accélération globale du glissement, ce qui n'est peut-être pas le cas.

6.3.2 L'acceptabilité du risque

Comme nous l'avons souligné plus haut, l'acceptabilité du risque est un aspect primordial à définir afin d'en assurer une bonne gestion. D'après Lacasse *et al.* (2003), établir un critère de risque acceptable est difficile et controversé. Le risque, basé sur des statistiques, pour des personnes exposées volontairement à un risque est de 1×10^{-5} décès par an pour le transport par avion, de 2×10^{-4} pour les accidents routiers et de 2×10^{-3} pour les sauts en parachute. Au Québec, certains risques connus selon les statistiques indiquent que le risque de décès, pour une personne en automobile, serait de 1×10^{-4} . Le risque de décès au Canada dans un glissement de terrain

serait de 1.8×10^{-7} . Aux États-Unis, on estime le risque de décès en voyageant dans un train comme étant d'environ 2.8×10^{-7} . Aux fins de comparaison, certaines de ces valeurs sont indiquées à la figure 6.16.

Ces valeurs n'indiquent pas nécessairement le niveau acceptable, mais plutôt le niveau connu. On s'attendrait donc à ce que la gestion d'une infrastructure vise à maintenir un niveau de risque au moins sous certains seuils qui doivent être définis par la société. Il est important aussi de noter que dans la pratique, le niveau de risque acceptable ou tolérable diminue avec les conséquences, ce que tente d'illustrer les figures 6.16 et 6.17. L'approche dite « ALARP » vise à identifier des zones d'acceptabilité et d'intervention. Les limites montrées à la figure 6.16 proviennent d'une approche à la gestion du risque adaptée aux conditions de la ville de Hong Kong souvent affectée par des glissements de terrain meurtriers (Geotechnical Engineering Office, 1998). Malgré leur spécificité initiale, on retrouve souvent ce graphique dans plusieurs articles traitant du sujet de l'analyse du risque associé aux mouvements de terrain (e.g. Fell *et al.* 2005).

Nous considérons que l'approche utilisée ici, basée en bonne partie sur le « jugement d'expert » et malgré ses défauts et limites, propose une évaluation rationnelle du risque. Selon les estimations conservatrices présentées plus haut et à partir de notre connaissance actuelle du site, notre analyse indiquerait que les pires conditions sont pour le cas où le train est considéré comme étant « aveugle ». i. e. qu'à la vitesse où il roule (i.e. environ 15 km/h) il ne peut pas s'arrêter à la vue du danger. Dans un tel cas, la période aveugle est considérée comme étant de 6 heures (360 min), i.e. le délai entre le passage du camion d'inspection et celui du train. Si le camion d'inspection passait 60 minutes avant le train, la valeur du risque total calculé par notre approche serait réduite par un facteur 6, passant de 0.0084 à 0.0014. S'il y avait un moyen de communiquer au chauffeur du train une situation périlleuse, par exemple à l'aide du système de surveillance déjà en place, alors la valeur du risque total maximum s'approcherait de celle de la valeur résiduelle, i.e. 0.0000360. Ceci illustre comment les modes opératoires peuvent influencer l'estimation du risque.

L'identification de niveaux d'acceptabilité du risque associé aux opérations du Chemin de fer de la Gaspésie est en dehors de notre mandat de recherche. Par contre, ce rapport devra permettre une gestion plus éclairée du risque par les autorités responsables lesquelles voudront vraisemblablement s'appuyer sur des valeurs établies et acceptées dans l'industrie.

6.3.3 Approches à réduction du risque

Une fois que le niveau du risque acceptable sera identifié par les gestionnaires il y aura peut-être lieu de considérer des méthodes de réduction du risque, i.e. l'amener à un niveau inférieur au risque résiduel actuel. Les méthodes peuvent se diviser en deux grandes catégories : (1) les méthodes passives, et (2) les méthodes actives. Une des options possible, de la part des gestionnaires, est de ne rien faire, i.e. maintenir le statu quo, mais ceci ne constitue pas une méthode de réduction du risque.

6.3.3.1 Méthodes passives : les critères d'alerte

Les méthodes passives sont celles où on n'intervient pas sur le processus responsable de la stabilité. Ces méthodes se limitent à la mise en place de système de surveillance et l'établissement de critères d'alerte.

L'utilisation de critères d'alerte efficaces vise principalement à ce que la valeur de la probabilité spatio-temporelle tende vers zéro ($P_{(S,T)} = 0$) en faisant en sorte qu'on puisse prédire quand le glissement pourra se produire et ainsi éviter que le train ne se retrouve dans le secteur du glissement au mauvais moment. Cette capacité de prédiction ne peut pas être parfaite, mais devrait pouvoir l'être suffisamment pour réduire le risque à un niveau acceptable. Par exemple, et avec les données utilisées ici, un objectif de réduction du risque au

niveau indiqué par une croix et correspondant à la frontière entre la zone ALARP et la zone acceptable (risque de perte de vie humaine équivalent à 5×10^{-7}) à la figure 6.16 exigerait que le système d'alerte réussisse à correctement prédire l'imminence d'un glissement avec une précision de 87 fois sur 100. Nous n'avons pas encore en main toutes les données nécessaires pour savoir si cet objectif est réaliste.

Un système de surveillance et d'alerte du glissement actif de Gascons permettrait donc de réduire la probabilité spatiale temporelle sous sa valeur résiduelle à la condition de pouvoir suffisamment prédire l'occurrence du danger. Un exemple pour un tel critère est fourni à la figure 6.19. Cette prédiction doit être réalisée à temps pour arrêter le train avant qu'il ne se trouve dans la zone d'exposition au danger, mais pas trop longtemps afin d'éviter l'effet des fausses alertes. Si le danger est prédit quelques temps avant son occurrence et qu'un système de communication efficace est mis en place, la voie serait fermée à la circulation avant l'évènement du danger. De cette manière, la $P_{(S,T)}$ pour un système parfait, pourrait diminuer jusqu'à une valeur nulle rendant du même coup le risque nul pour le train. Il ne permet pas de diminuer le risque pour la voie ferrée qui est toujours dans la zone d'exposition.

6.3.3.2 Méthodes actives

Les méthodes actives sont des décisions de gestion qui visent à réduire le risque et touchant directement à l'aléa (fig. 6.3). Elles peuvent prendre plusieurs formes dont les coûts et l'efficacité peuvent varier énormément.

1. Évitement : détour, tunnel, faux-pont
2. Stabilisation : ancrages, drainage, et stabilisation du pied du talus (arrêter l'érosion);
3. Re-profilage : Profilage et ancrages et protection contre l'érosion : changement dans la géométrie du talus

Nous allons brièvement aborder ces diverses approches afin d'en expliquer la signification.

6.3.3.2.1 Évitement

L'évitement est abordé ici par trois situations. Dans tous les cas, le fait d'éviter fait en sorte que la valeur de $R_{(T,\epsilon)}$ est égale à zéro, bien que le danger soit toujours là. Le risque est évité par le fait que le train ne passerait plus dans la zone de glissement, et qu'ainsi $P_{(S,T)} = 0$.

6.3.3.2.1.1 Détour (changement du tracé)

Un détour implique donc un changement du tracé afin de contourner le secteur du glissement de terrain. Étant donné le gradient que doit respecter le train, i.e. environ 4° , le détour impliquerait sûrement plusieurs kilomètres tout en augmentant donc la distance à parcourir et avec des gains de vitesse à évaluer.

6.3.3.2.1.2 Tunnel

L'utilisation d'un tunnel pour éviter le glissement impliquerait une augmentation limitée de la distance du trajet. Sans aucune analyse d'ingénierie et seulement à titre illustratif, l'exemple d'un tunnel est présenté à la figure 6.19. Dans ce cas, la voie ferrée, dès qu'elle sort de dessous le viaduc de la route 132 (à l'ouest), bifurquerait légèrement pour entrer dans le massif avec un angle suffisant pour assurer la zone de glissement donc la surface de rupture est relativement bien connue. La courbure montrée ici indique que le tunnel passerait à environ 100m de l'escarpement sommital du glissement. En fait, ici il faudrait faire passer le tunnel légèrement au-delà du sommet de la butte pour ensuite revenir reprendre le trajet actuel plus à l'est (fig. 6.20). Afin de réduire le creusage du tunnel, il y aurait lieu d'évaluer quel serait le maximum d'excavation possible (hauteur et angle de pentes). L'exemple donné à la figure 6.20 n'est qu'à titre illustratif. Même si cela n'est pas nécessaire dans ce cas, un tunnel pourrait aussi servir comme drain dans la partie amont du glissement ce qui aurait sûrement un effet bénéfique sur l'instabilité.

6.3.3.2.1.3 Faux-Pont

Un faux-pont constitue une façon de passer par-dessus le glissement, un peu comme si on considérait le glissement comme une coulée active (e.g. rivière). Le glissement ayant une largeur d'environ 200m, il faudrait sûrement construire un faux-pont d'une longueur suffisante (>200m) pour assurer que le pont ne soit pas impliqué (aujourd'hui et dans le futur) dans le glissement de terrain et ainsi d'avoir des appuis à l'extérieur du glissement. Une telle solution pourrait aussi exiger le maintien d'un système de surveillance.

6.3.3.2.2 Stabilisation

La solution de stabilisation impliquerait la mise en place d'un réseau d'ancrages. Ces ancrages seraient conçus afin d'augmenter la résistance au cisaillement le long du plan de glissement par l'application d'une charge suffisante et orientée correctement par rapport au mouvement actuel. Les ancrages devraient naturellement aller jusque sous le plan de glissement. Nos données actuelles sont suffisantes pour faire une première ébauche de tels plans. Cette mesure devait aussi s'accompagner d'une amélioration du drainage au pourtour du glissement et d'une stabilisation en pied du talus afin de réduire l'érosion. Cette solution vient agir directement sur le risque par une réduction majeure de la probabilité d'un glissement significatif dans le secteur pouvant ainsi amener la valeur de $P_{(L)}$ à tendre vers zéro (0). Cette solution demanderait aussi le maintien d'un système de surveillance afin de suivre la performance du système d'ancrage.

Il est à noter que sauf pour l'évitement par un détour de la voie ferrée, toutes les autres méthodes exigeraient sûrement le maintien d'un système de surveillance efficace, ne serait-ce que pour assurer le suivi et la performance de la solution utilisée.

6.3.3.2.3 Re-profilage

Cette approche viserait principalement à réduire sensiblement le volume rocheux impliqué dans le glissement, surtout celui situé en amont de la voie ferrée. Nos estimations préliminaires indiquent que le volume à excaver en amont de la voie ferrée ne serait pas suffisant pour servir d'appui dans la partie du talus située en bas de la voie ferrée. Ainsi, une réduction du volume en amont, et donc de la contrainte de cisaillement devrait être accompagnée d'un programme d'ancrage dans la partie inférieure du talus (voir l'illustration à la fig. 6.20). De plus, le remblayage possible d'une partie de l'Anse-à-Pierre-Loiselle exigerait sûrement une étude d'impact sur l'environnement. Ce projet de re-profilage, comme on le voit à plusieurs endroits le long de la route 132, permettrait peut-être de faire une correction de la courbure de la voie ferrée dans le secteur afin d'améliorer non seulement la sécurité, mais aussi la vitesse possible du train. Ce type de solution demanderait aussi le maintien d'un système de surveillance afin de s'assurer de la performance de la solution choisie.

Pour la plupart des solutions envisagées, il est suggéré de réduire l'érosion en pied de talus car il s'agit ici du facteur causal principal. La mise en place d'une telle protection exige aussi des coûts et fort possiblement une étude d'impact sur l'environnement à cause de son empiètement nécessaire sur l'estran.

6.4 Conclusions

À la connaissance des auteurs, ce rapport constitue une première au Québec et vraisemblablement au Canada en tant qu'effort pour développer une approche systématique à la gestion du risque associé à un mouvement de terrain actif. Tel qu'indiqué dès le début, les résultats contiennent un degré d'incertitude élevé surtout pour les paramètres liés au danger lui-même. L'incertitude importante est principalement liée au fait que peu de cas ont été répertoriés dans la région et que le seul mouvement significatif de 1998 est relativement peu documenté dans les jours qui ont précédé l'événement.

L'approche présentée fournit des indications quant à la valeur du risque qui peut être estimée et les limites de l'approche utilisée. Les analyses s'appuient sur les diverses observations réalisées au cours de l'étude. Notre compréhension du comportement du massif rocheux et son évolution vont sûrement s'améliorer avec l'acquisition de données nouvelles. Au cours des mois qui viennent les efforts de recherche vont se concentrer sur l'analyse des déplacements afin de développer une approche à l'analyse du risque qui prend en compte les déplacements et les accélérations possibles de même que les limites structurales et géomécaniques du site.

De fait, il faut à nouveau souligner ici l'importance de reconnaître que l'évolution est non linéaire et que le risque pourrait augmenter avec le temps selon l'évolution des déplacements. Ceci nous amène à conclure que :

1. Il est important de prendre des mesures immédiates afin de réduire le risque associé au fait que le train puisse être considéré comme « aveugle » vis-à-vis le danger d'un mouvement de terrain accéléré;
2. Étant donné que le risque d'accélération des mouvements nous apparaît comme réel, et que ce risque devrait augmenter avec le temps, il serait opportun d'évaluer des méthodes actives, voire définitives, de réduction du risque associé aux mouvements de terrain à Gascons.
3. Selon ce qui sera considéré comme étant un niveau de risque acceptable par les propriétaires, et dans l'attente de la mise en place d'une solution définitive, l'établissement d'un système d'alerte devrait permettre de réduire le risque à un niveau inférieur au risque résiduel estimé ici.
4. Les propriétaires devront maintenir le système de surveillance existant et s'assurer de sa mise à niveau régulière ainsi que de la continuité des observations et des analyses par des spécialistes.

Il est à noter que, suite à l'écriture de ce rapport final, un article de conférence qui sera présenté à la conférence GéoMontréal 2013 a été écrit. Cet article, placé en Annexe 2, présente une évolution de l'analyse du risque par rapport à ce qui a été écrit dans ce chapitre. Par contre, les conclusions ci-haut énumérées sont toujours valable.

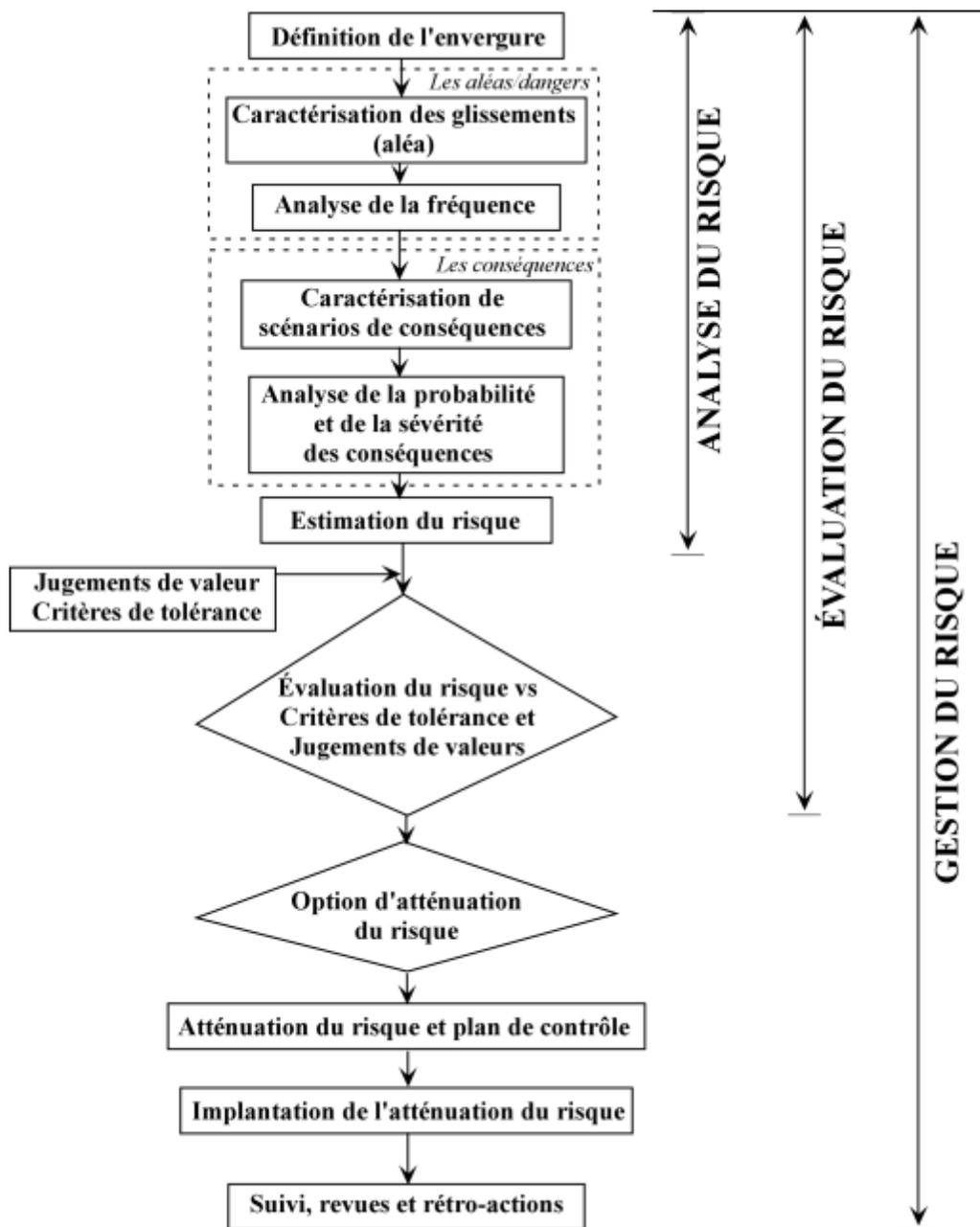


Figure 6.1 Les étapes de l'analyse du risque (Fell *et al.*, 2005).

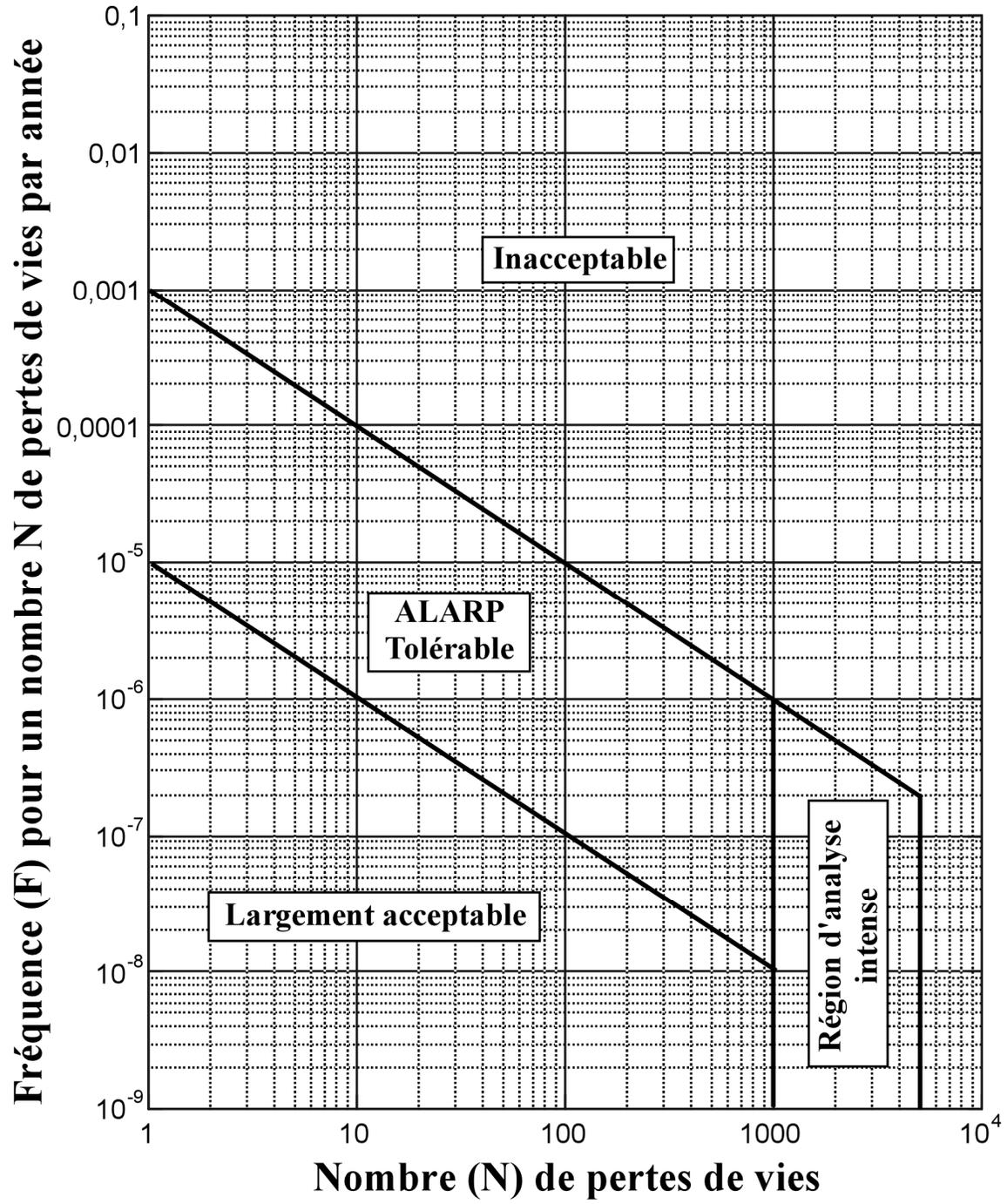


Figure 6.2 Critères intérimaires de tolérance de risques (Geotechnical Engineering Office, 1998; ALARP : As Low As Reasonably Practicable).

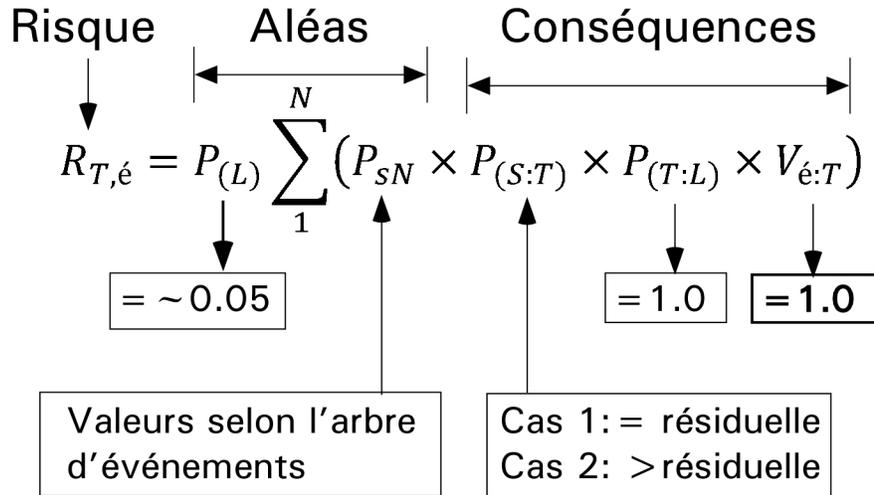


Figure 6.3 Approche générale à l'analyse du risque pour le cas de Gascons.

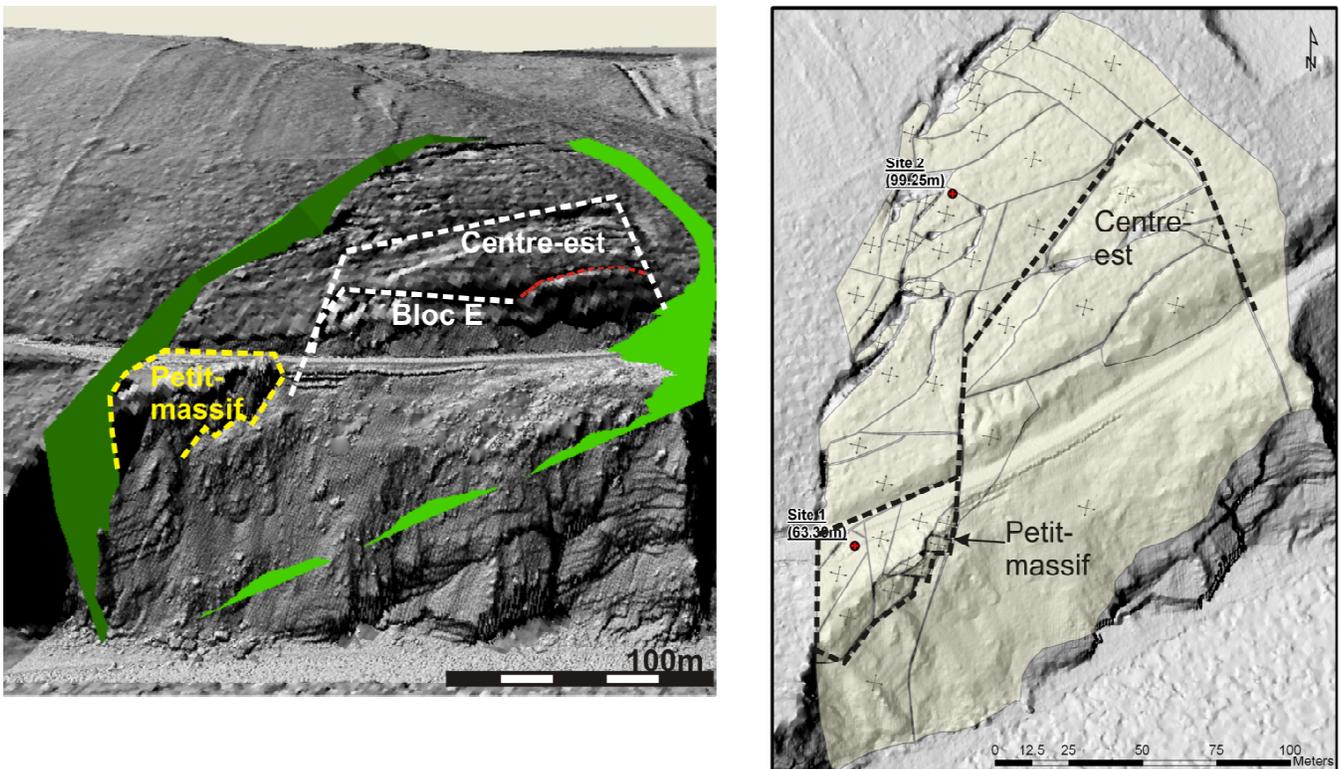


Figure 6.4 Localisation des secteurs pouvant glisser. La fissure O-W est indiquée en rouge.

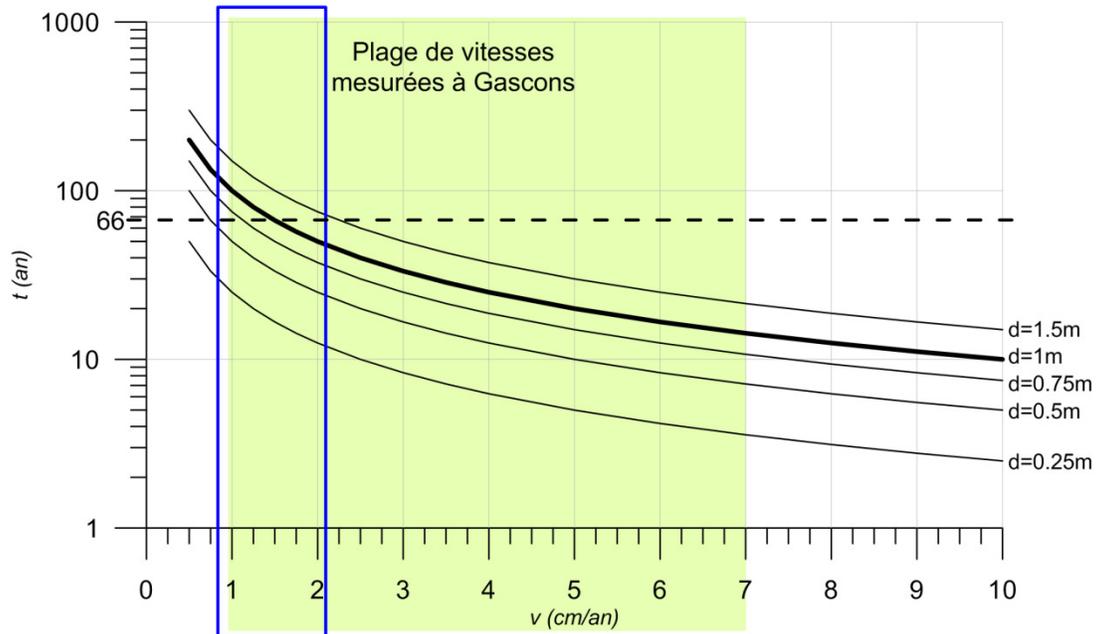


Figure 6.5 Temps requis pour atteindre des déplacements cumulés de 0.25 à 1m en fonction de la vitesse.

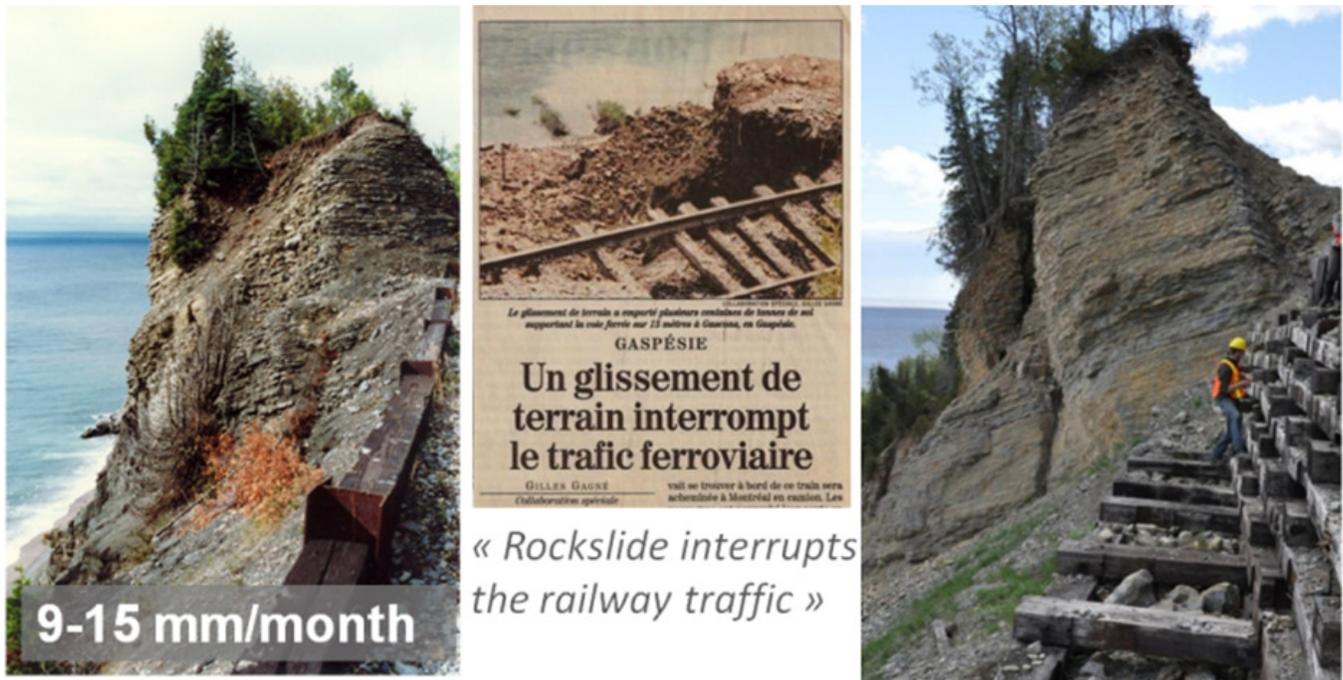


Figure 6.6 Rupture du Petit-massif en juillet 1998. Image de gauche : avant la rupture, Centre : lors de la rupture, Droite : situation actuelle (2009).

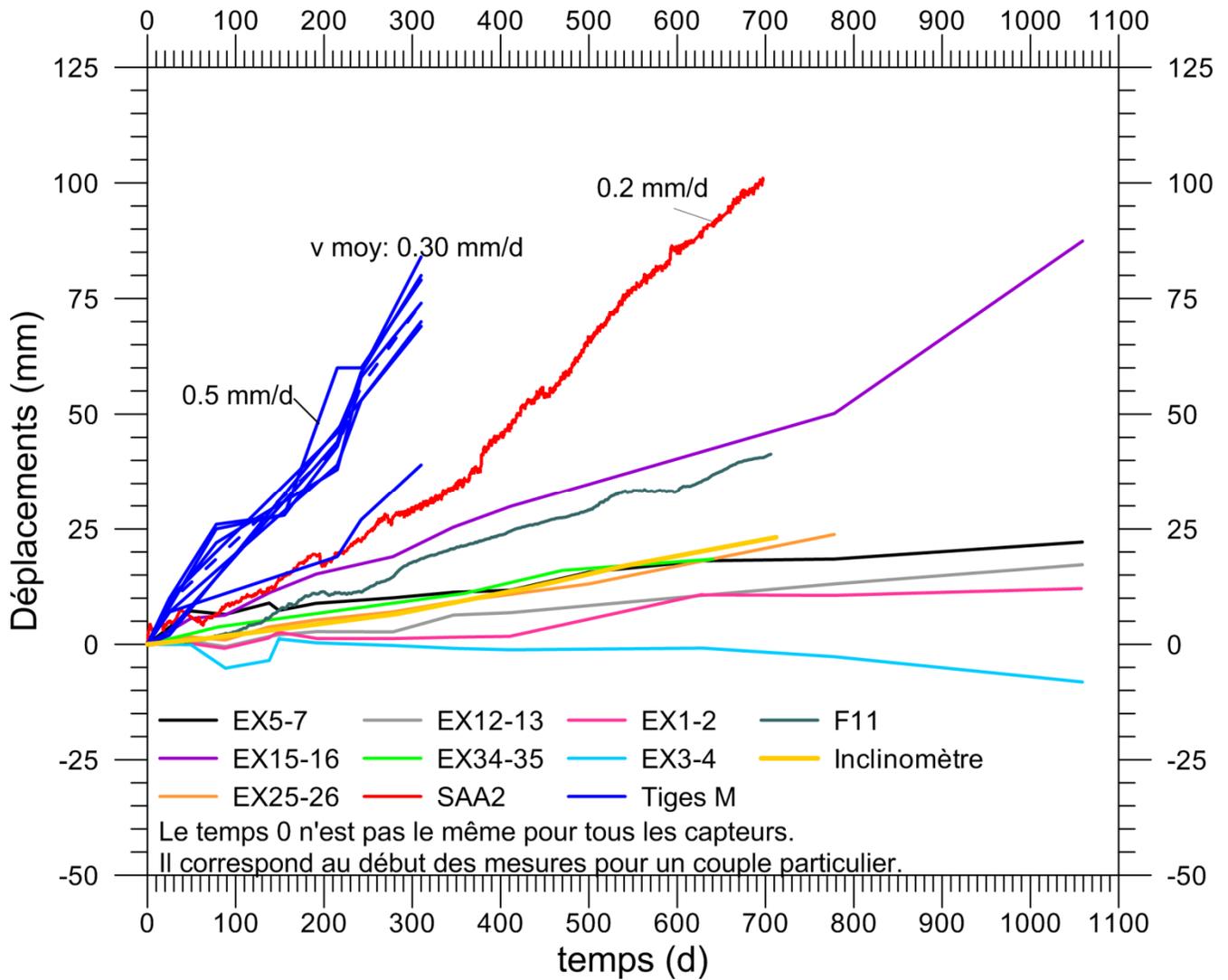


Figure 6.7 Mesures de déplacements du glissement de Gascons. Les courbes bleues sont les mesures effectuées en 1993-94, alors que les autres sont réalisées entre 2009 et 2012. L'axe du temps est présenté en jours et toutes les premières lectures sont rapportées au temps 0.

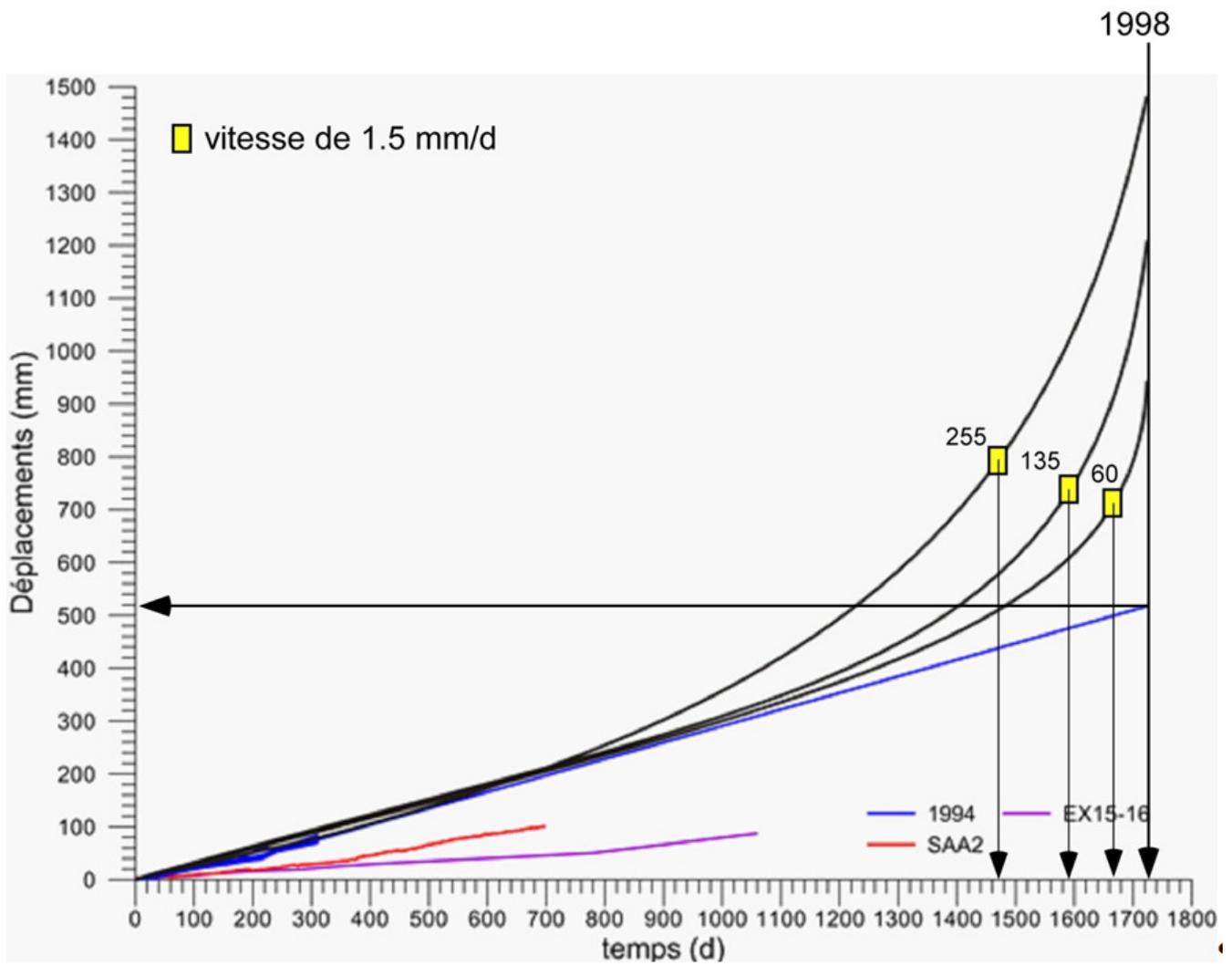


Figure 6.8 Hypothèses d'évolution (courbes en noir et en bleu) des déplacements menant à la rupture partielle du Petit-massif en 1998. La rupture s'est produite 1725 jours après la première lecture réalisée en novembre 1993.

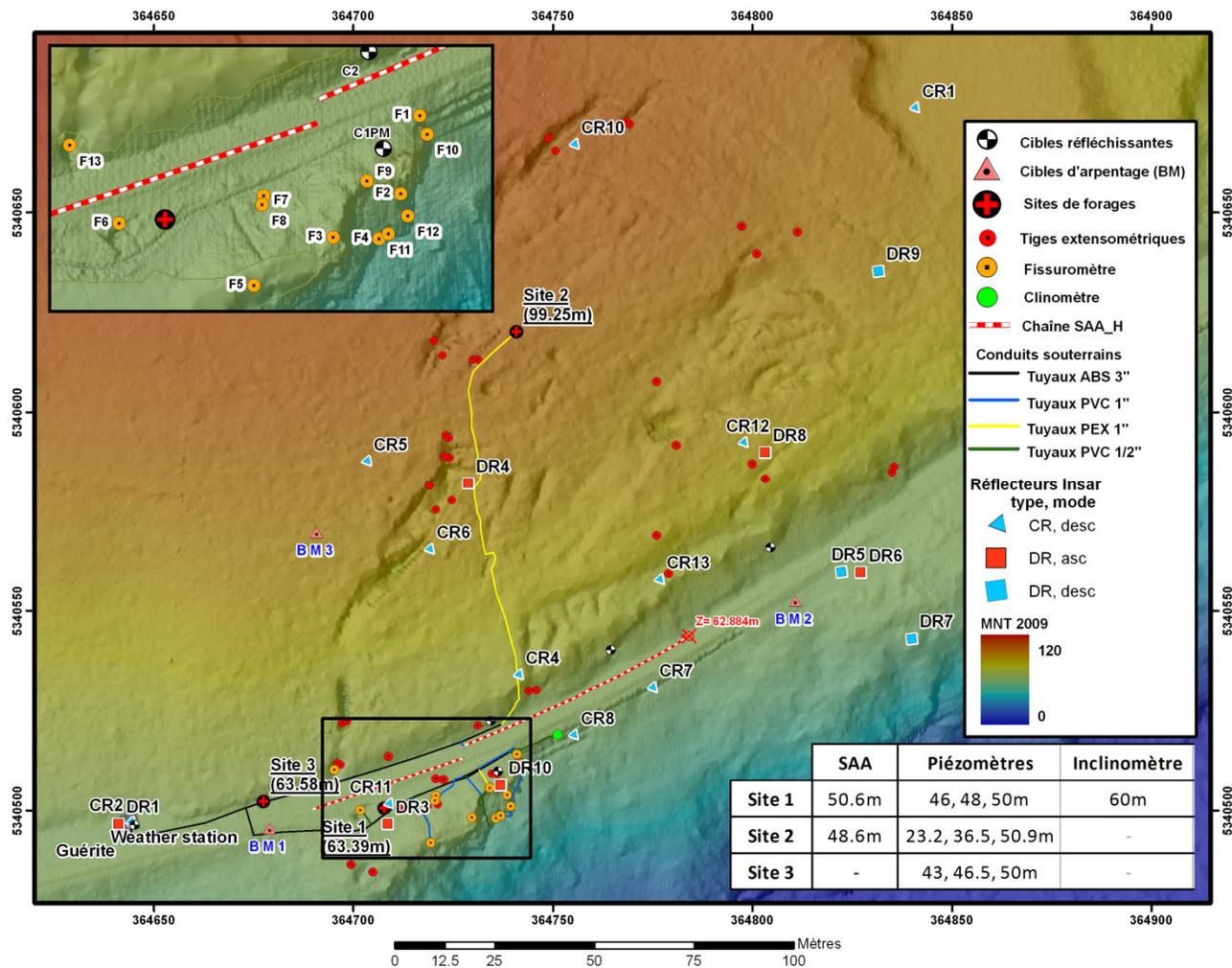
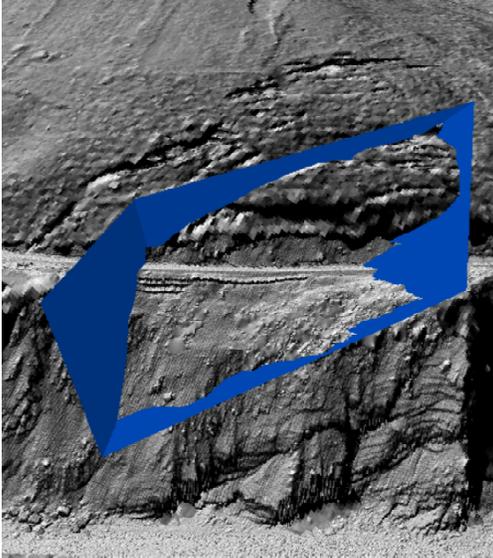
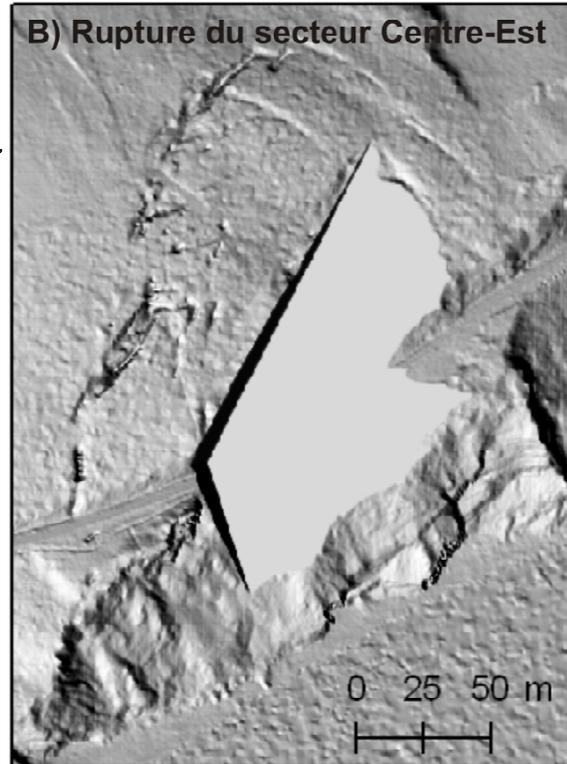


Figure 6.9 Schéma de l'emplacement de l'instrumentation au site de Gascons. L'encadré est un agrandissement du secteur du Petit-massif.

A) Surface de rupture du secteur Centre-est



B) Rupture du secteur Centre-Est



C) Rupture du bloc E

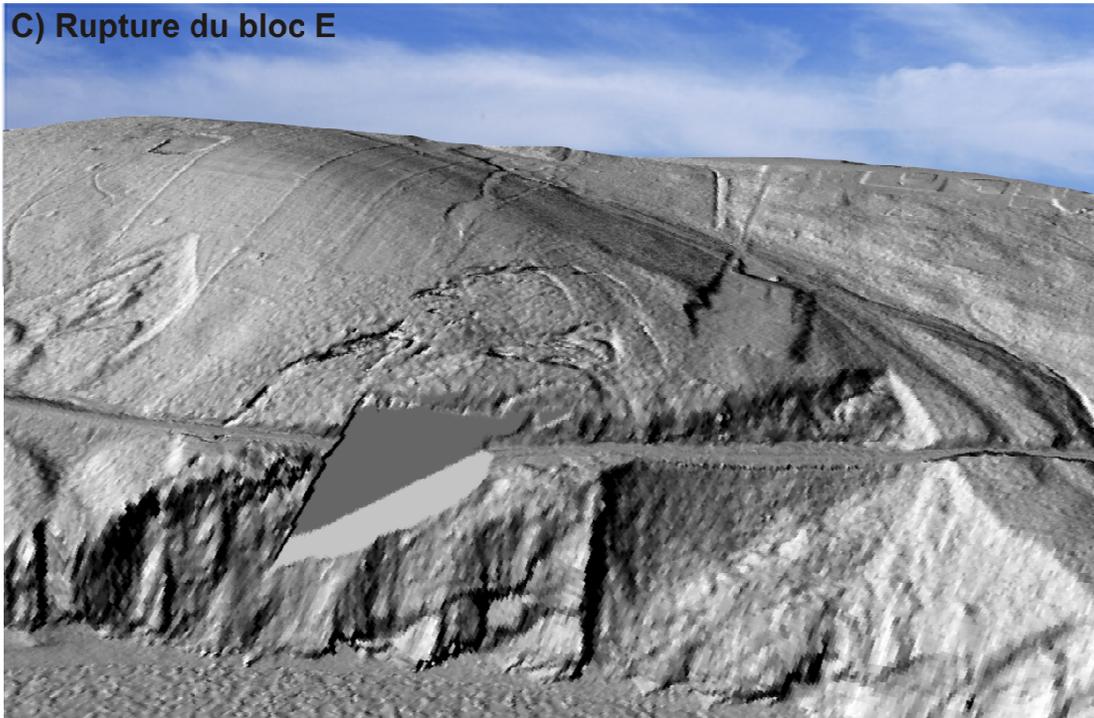


Figure 6.10 (a) Modèle numérique de terrain et surface de rupture (en bleu) du secteur Centre-Est vue oblique. (b) La masse du secteur Centre-est a été soustraite du modèle numérique de terrain, vue en plan. (c) La masse du bloc E a été soustraite du modèle numérique.

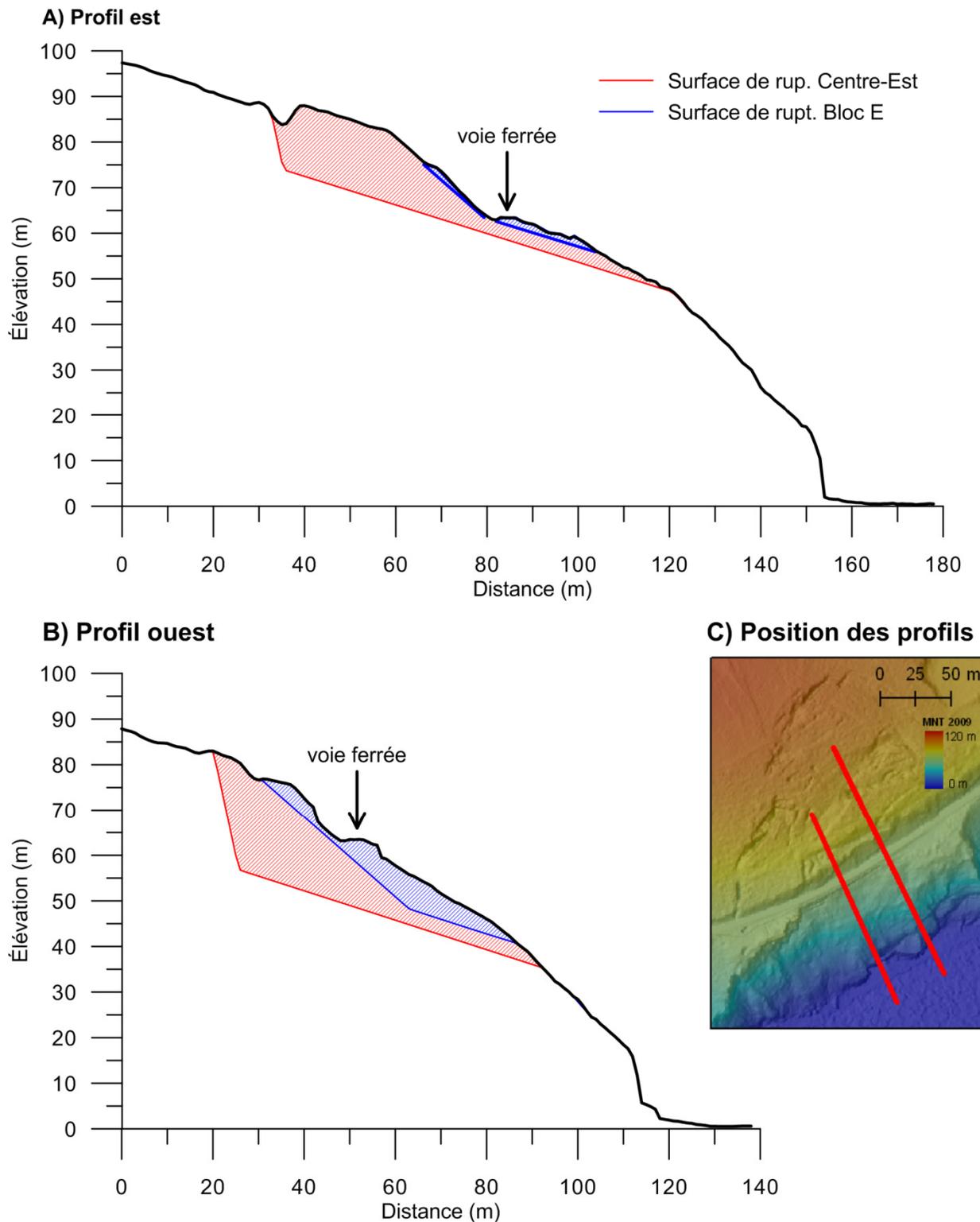


Figure 6.11 (a) et (b) : coupes présentant les surfaces de ruptures associées au secteur Centre-est et au bloc E (profils des parties est et ouest) ; (c) positions des profils est et ouest.

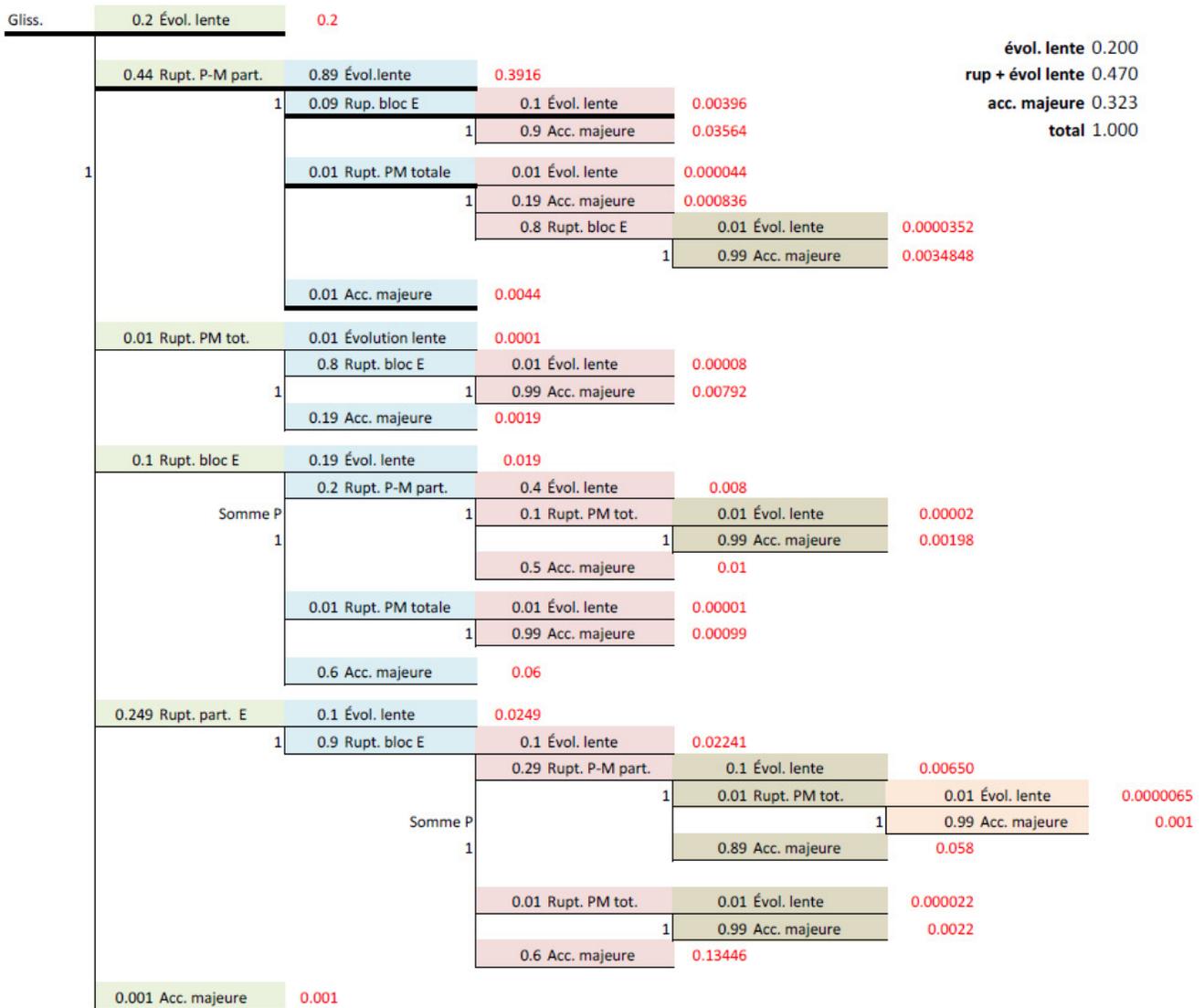


Figure 6.12 Arbre événementiel présentant divers scénarios d'évolution du glissement de Gascons. Les termes sont expliqués dans le texte. En noir, les chiffres sont les probabilités relatives associées à chacun des embranchements, alors qu'en rouge se sont le résultat de la multiplication des probabilités de chacune des branches.

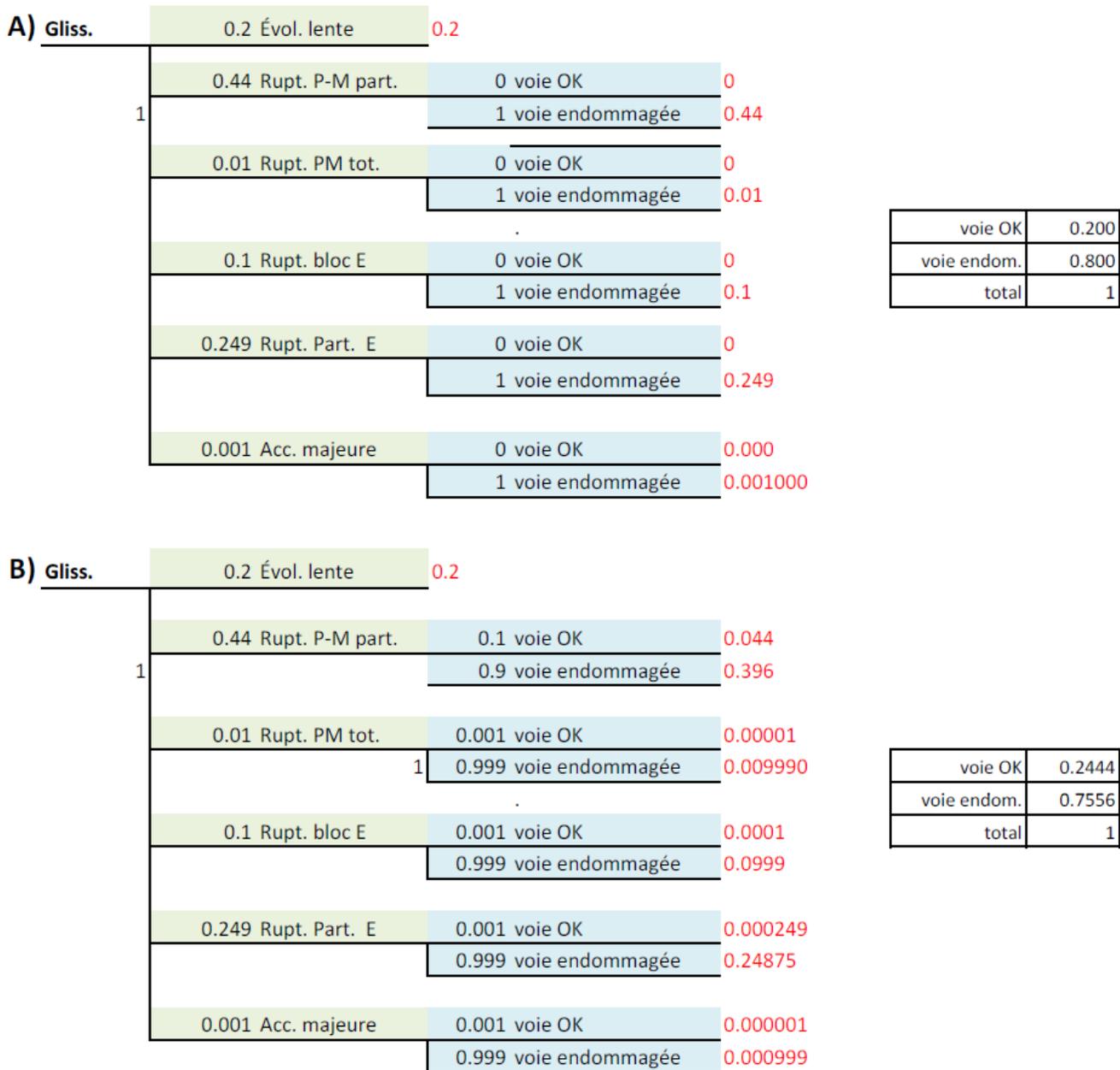


Figure 6.13 Arbre événementiel simplifié présentant les conséquences sur la voie ferrée.

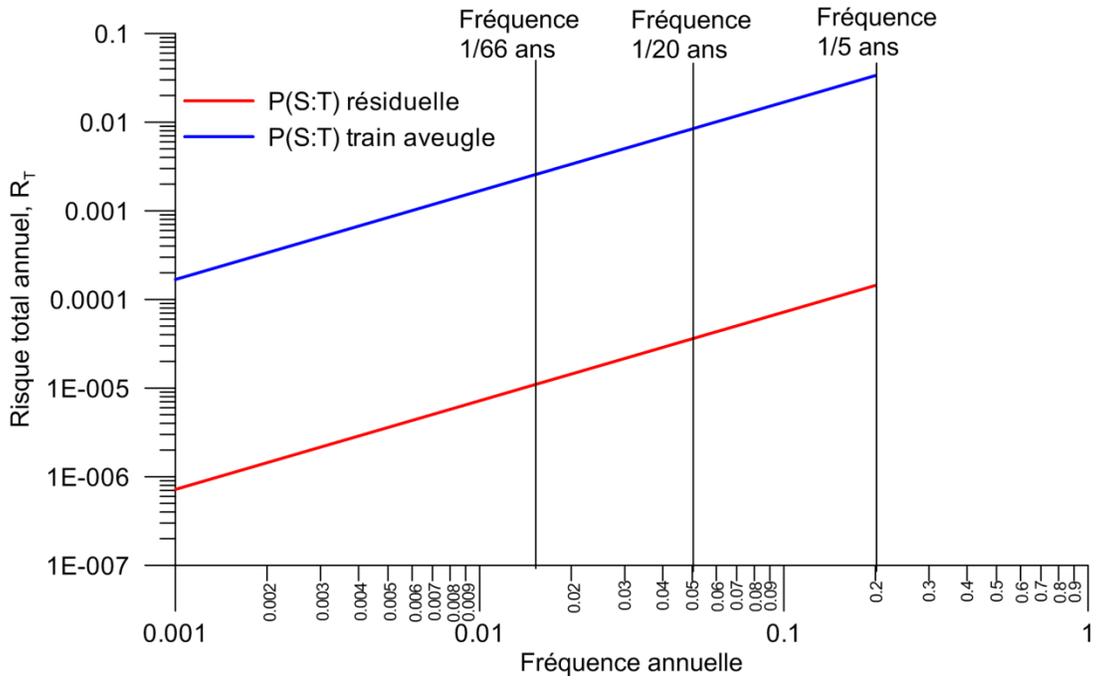


Figure 6.14 Risque total en fonction de la fréquence annuelle d'un évènement dangereux dans le secteur de Gascons.

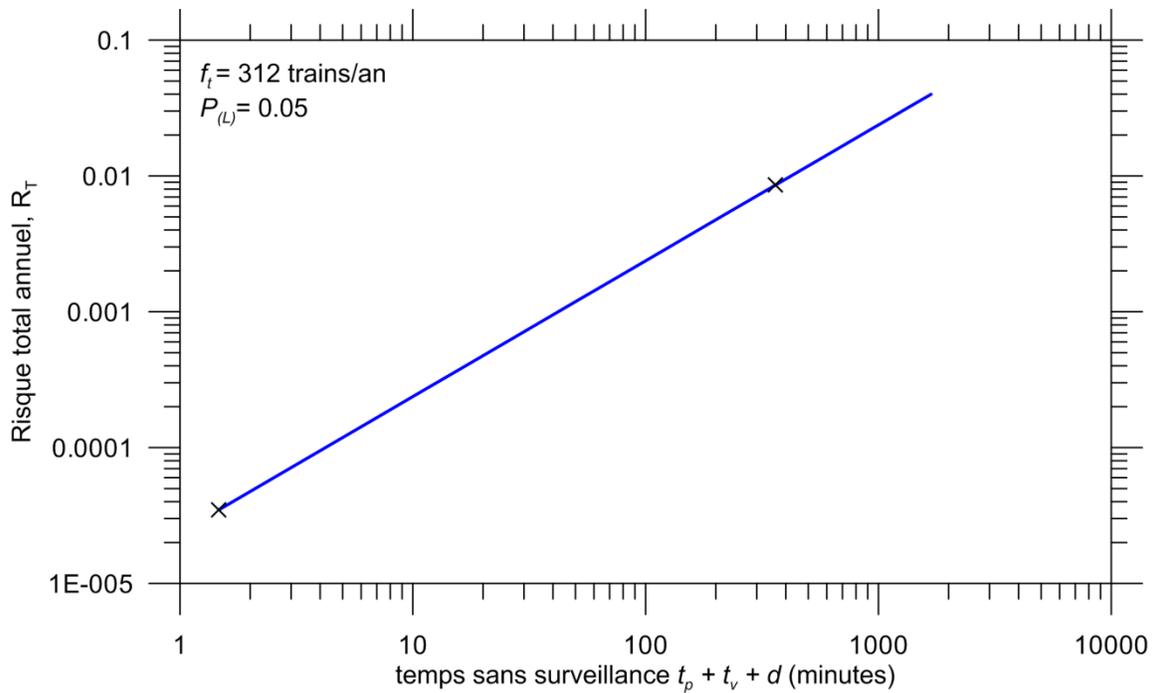


Figure 6.15 Risque total en fonction du temps sans surveillance (qui détermine la valeur de la probabilité spatiale temporelle).

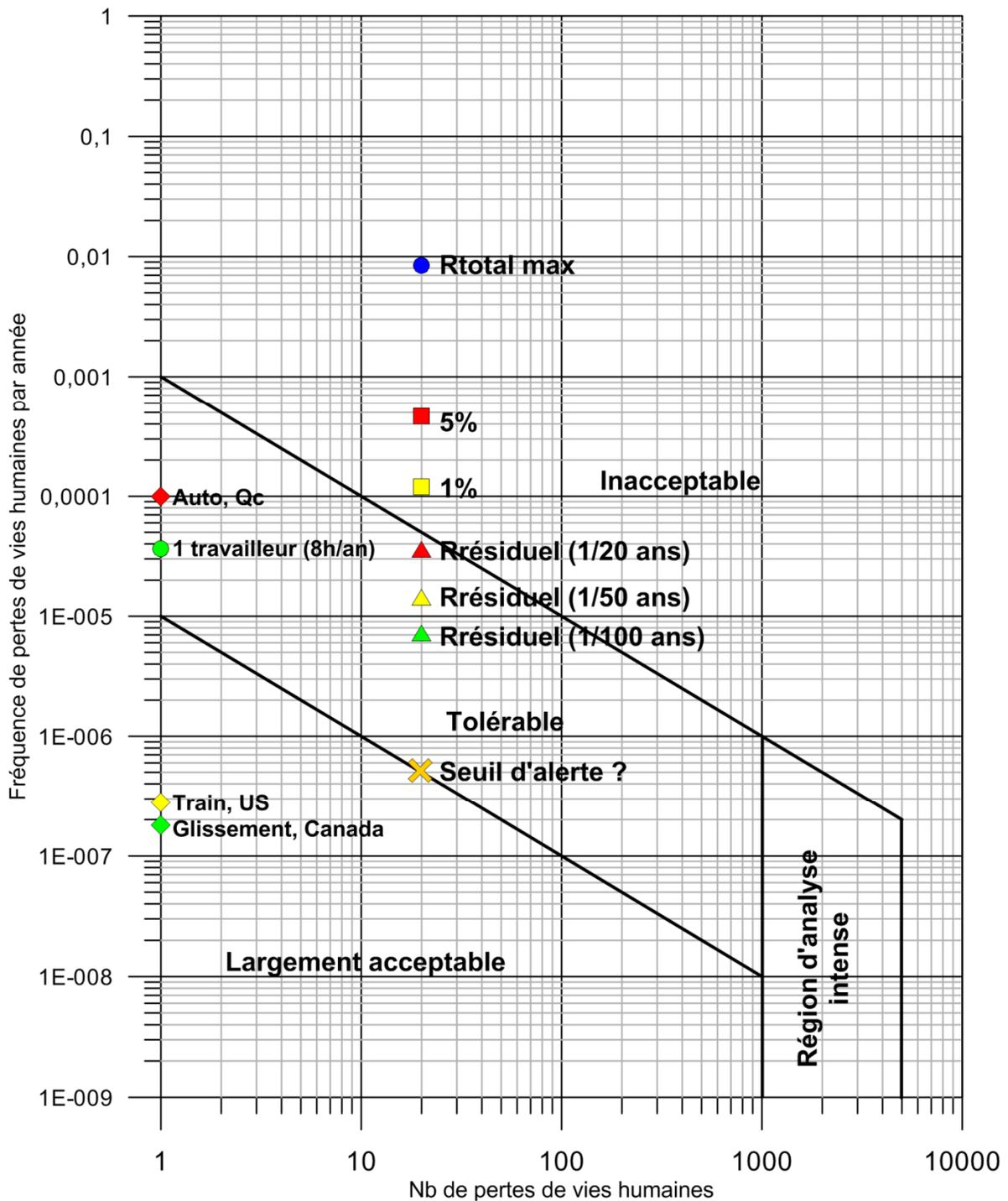


Figure 6.16 Graphique de la fréquence annuelle de la perte d'une vie humaine, pour un train de 20 passagers et risque total pour la voie ferrée. Le graphique présente les valeurs calculées avec les P(S:T) résiduelle et maximale.

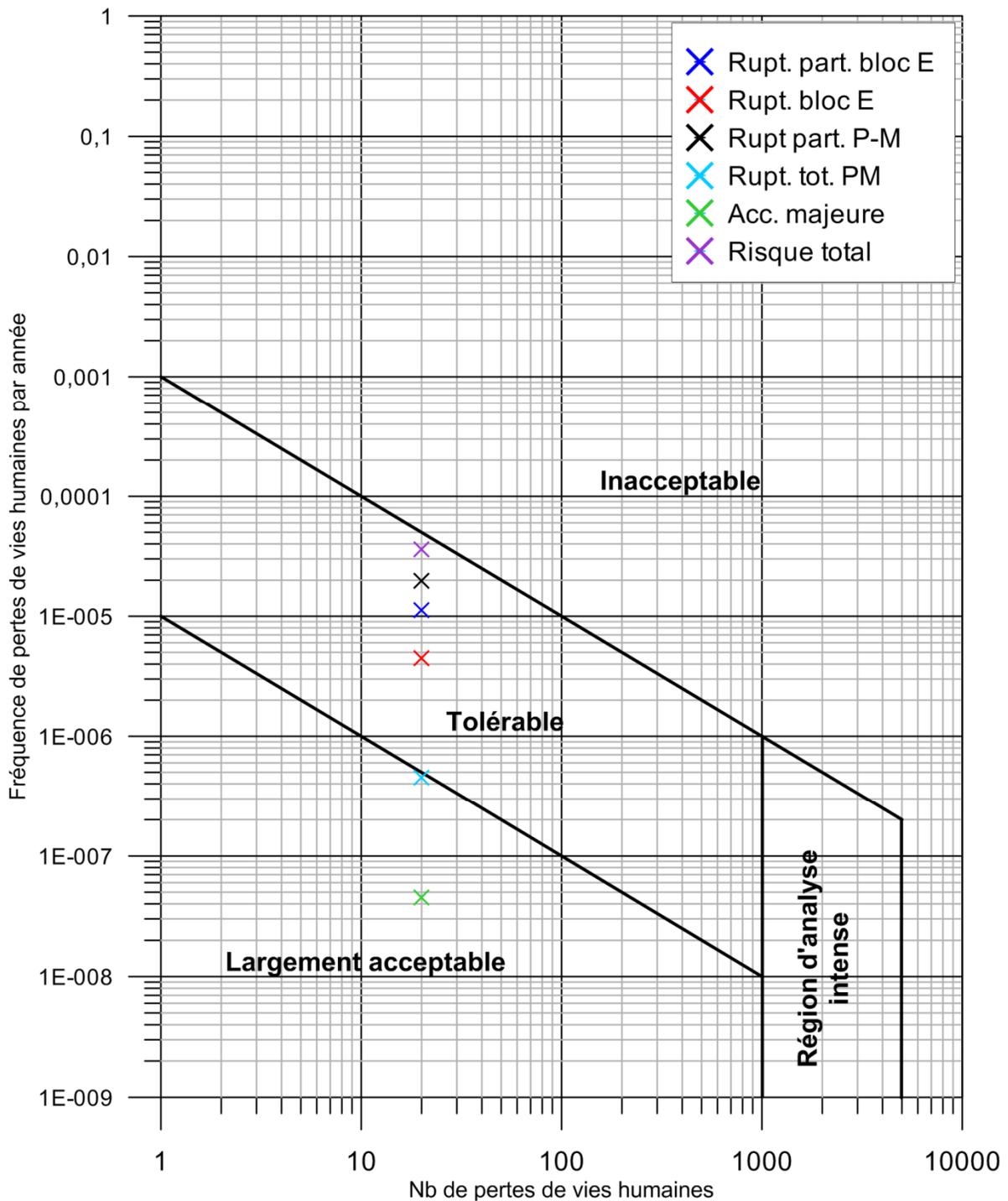


Figure 6.17 Graphique de la fréquence annuelle de la perte d'une vie humaine en fonction du nombre de vies humaines, pour chacun des scénarios et avec P(S:T) résiduelle.

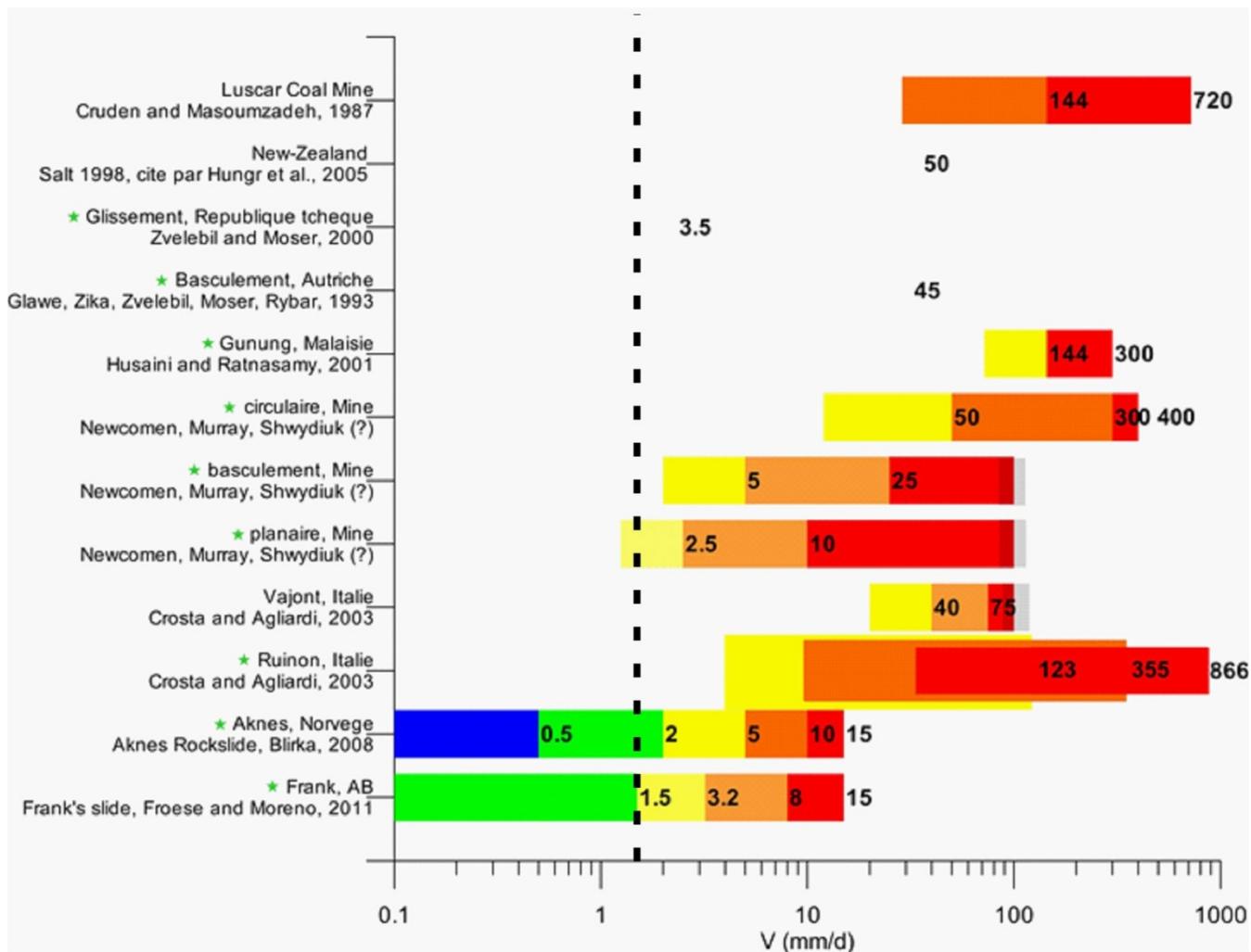


Figure 6.18 Compilation des critères d’alerte retrouvés dans la littérature (Cloutier et Locat 2012) et identification du seuil limite de 1.5 mm/d à partir duquel les déplacements deviennent importants à considérer pour une action possible à plus ou moins brève échéance (seuil jaune d’alerte).

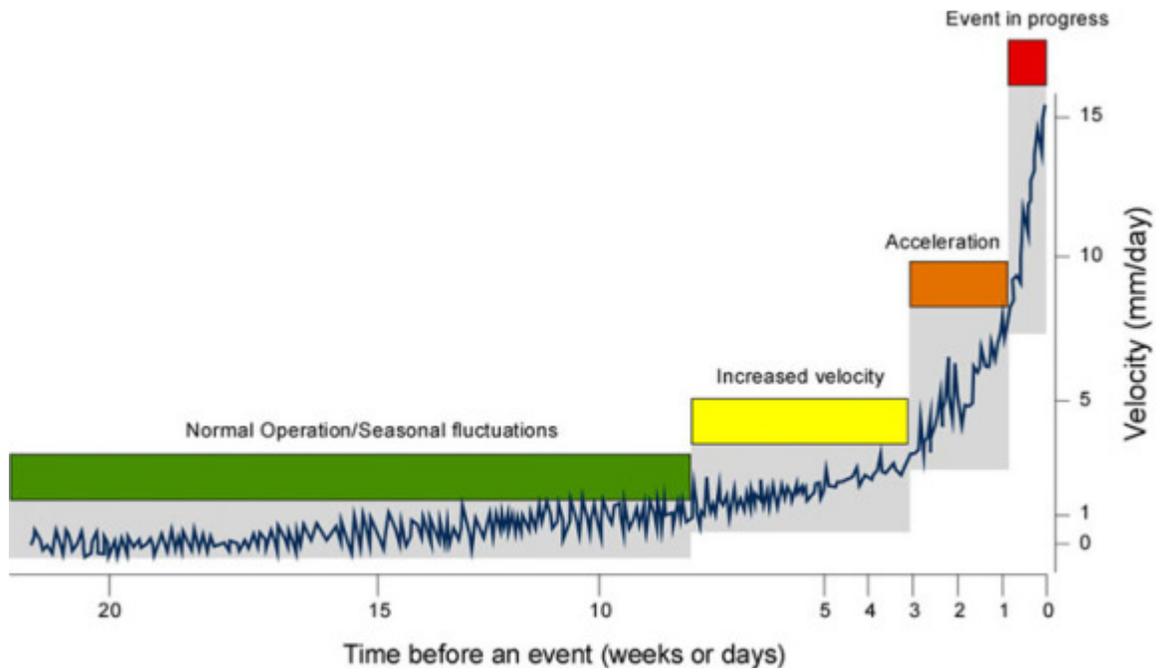


Figure 6.19 Schéma possible de niveaux d'alerte basés sur des critères de vitesse pour le cas du glissement actif de Aknes en Norvège (modifié d'après Blikra (2008)). On note qu'ici le changement significatif du comportement correspond à une vitesse comprise entre 1 et 2 mm/d.

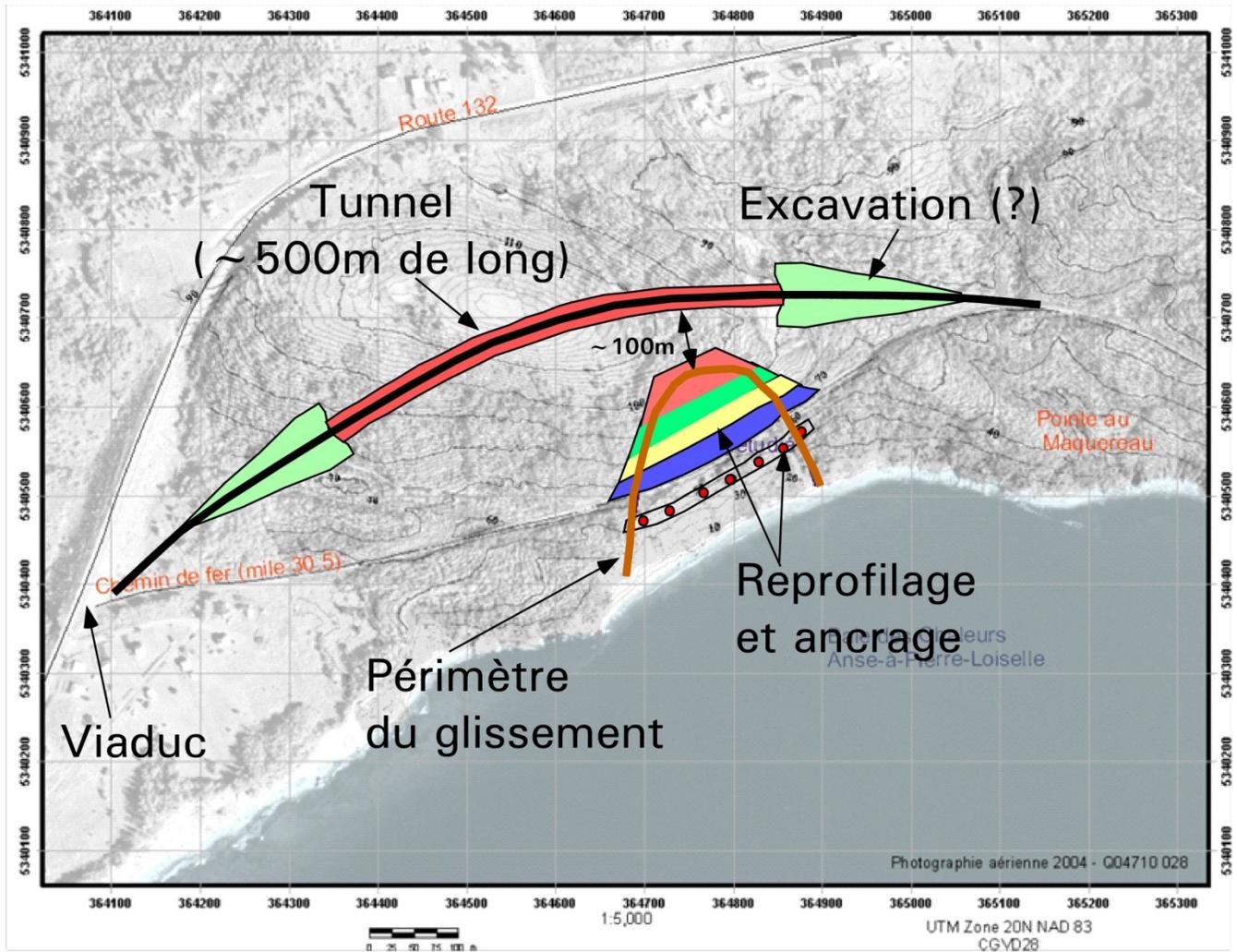


Figure 6.20 Vue du secteur avec le scénario du tunnel et d'un reprofilage accompagné d'ancrages dans le talus.

7. Conclusions

A la fin d'un tel projet, il importe de faire ressortir les principales conclusions du projet ainsi que les recommandations qui peuvent en découler. Certains des éléments qui suivent n'ont pas nécessairement été identifiés dans le présent rapport mais l'ont été dans des rapports spécifiques sur le sujet soulevé.

7.1 Conclusions

A partir de la réalisation du projet Gascons nous pouvons conclure sur les éléments suivants :

7.1.1 L'aléa mouvement de terrain

Nos travaux reliés à l'étude du glissement de terrain de Gascons nous permettent de conclure que :

1. Il a été démontré que les levés LiDAR aéroportés et terrestre permettaient de très bien décrire les diverses composantes morphologiques et structurales d'un massif rocheux.
2. Il a été possible de développer un modèle géologique, hydrogéologique, et géotechnique pour le glissement de Gascons avec une définition précise du plan de glissement et du volume impliqué. Les travaux ont démontré que le glissement général se produit selon un dièdre dont la direction de mouvement serait vers le sud mais que la majeure partie des surfaces rocheuses impliquées dans le mouvement se retrouvent au niveau de la stratification (i.e. S0) ;
3. Les capteurs SAA ont permis une définition précise des plans de glissements et les résultats ont été corroborés par ceux provenant de l'inclinomètre.
4. La masse en mouvement est compartimentée en divers blocs et nous avons développé une approche permettant de les placer dans l'espace (3D).
5. Le glissement de terrain de Gascons est dû au lent processus d'érosion côtière dans le secteur. Les grandes fissures situées dans la partie amont du glissement ne sont pas visibles sur la photographie aérienne de 1934, ce qui permet de conclure que le glissement n'est pas plus vieux que 100 ans.
6. Dans la partie amont du glissement, la variation de la vitesse des mouvements suit les grandes périodes de fontes printanières alors que le pied du talus est sensible aux grandes marées.
7. Les vitesses de déplacement mesurées dans la partie amont du glissement sont plus rapides que celles mesurées dans la partie aval.
8. Pour la première fois au Québec, nous avons pu suivre les variations de pressions interstitielles dans un massif rocheux en mouvement et mis en évidence le rôle de la fracturation (haute pression d'eau) ainsi que le potentiel drainant de la partie du massif impliquée dans le glissement.

7.1.2 La surveillance

Les efforts déployés pour mettre en place un système de surveillance et les résultats obtenus nous permettent les conclusions suivantes :

1. Les capteurs SAA de Measurand ont démontré leur efficacité pour suivre le déplacement du massif rocheux à Gascons ainsi que du remblai de la voie ferrée. Il s'agit de la première installation verticale dans un massif rocheux. L'installation à Gascons a permis de développer un protocole d'installation des SAA verticaux en milieu rocheux et des SAA horizontaux dans du ballast.
2. Les déplacements du massif ont été caractérisés. Puisque la grandeur du déplacement annuel est connue, il est possible d'estimer les effets sur la voie ferrée.

3. L'étude a permis de mettre en lumière et de caractériser les mouvements différentiels qui se produisent dans le mur de soutènement en H-beam.
4. La situation actuelle du glissement est très bien documentée. Ainsi, dans le futur, il sera possible de constater l'évolution du glissement en comparant les données futures avec la base de données qui a été créée. Des données existent sous formes de photos, de cartes et de mesures structurales et de dimensions, en plus des données des instruments.
5. Le système de suivi est fonctionnel et en bonne condition. Le transfert de la gestion du système devra être fait et les prochains gestionnaires devront s'assurer de continuer à maintenir le système fonctionnel.

7.1.3 Le risque

L'analyse du risque pour le cas de Gascons nous permet de conclure que :

1. Il est important de prendre des mesures immédiates afin de réduire le risque associé au fait que le train puisse être considéré comme « aveugle » vis-à-vis le danger d'un mouvement de terrain accéléré;
2. Étant donné que le risque d'accélération des mouvements nous apparaît comme réel, et que ce risque devrait augmenter avec le temps, il serait opportun d'évaluer des méthodes actives, voire définitives, de réduction du risque associé aux mouvements de terrain à Gascons ;
3. Selon ce qui sera considéré comme étant un niveau de risque acceptable par les propriétaires, et dans l'attente de la mise en place d'une solution définitive, l'établissement d'un système d'alerte devrait permettre de réduire le risque à un niveau inférieur au risque résiduel estimé ici ;
4. Les propriétaires devront maintenir le système de surveillance existant et s'assurer de sa mise à niveau régulière ainsi que de la continuité des observations et des analyses par des spécialistes.

8. Recommandations

Les recommandations qui suivent sont préliminaires et seront modifiées et augmentées suite à nos discussions, et aussi selon les indications préliminaires des résultats des travaux de doctorat de Mme Cloutier. Les recommandations sont séparées en deux parties : opérationnelles et scientifiques.

8.1 Opérationnelles

1. Assurer le maintien et la bonne performance du système de surveillance incluant les lectures manuelles et cela sous la supervision d'ingénieurs compétents dans ce domaine (*e.g.* géotechnicien) ;
2. Mettre en place des mesures visant à augmenter et aider la vigilance du chauffeur du train vis-à-vis des risques de mouvements accélérés ou de chute de bloc dans le secteur du glissement ;
3. Le risque associé aux mouvements de terrain à Gascons est évolutif et à cet effet, il faudra que l'on maintienne une veille analytique régulière pour en surveiller l'évolution ;
4. Les propriétaires devraient considérer la réalisation d'un tunnel comme méthode définitive d'évitement du secteur problématique de Gascons.

8.2 Scientifiques

1. Assurer la continuité de l'analyse des diverses observations du site de Gascons afin de développer une approche de pointe pour la mise en place de critères d'alerte les plus efficaces possibles ;
2. Gascons - un laboratoire naturel : maintenir l'accès à la communauté scientifique aux diverses données acquises et à acquérir sur le site de Gascons ;
3. Élargir le système de surveillance et d'alertes développé ici à d'autres cas au Québec afin de mettre sur pied une approche centralisée pour ce type de surveillance ;
4. Dans un avenir rapproché, les satellites vont pouvoir fournir des mesures à des intervalles de moins de une semaine et à cet effet il devient très pertinent de développer des outils de surveillance intégrant les acquisitions satellitaires ;
5. Développer des outils permettant l'évaluation du risque associé à des glissements de terrain actifs basée sur des mesures de déplacements et des critères environnementaux (cet effort sera vraisemblablement prolongé dans le cadre du projet Black Lake).

9. Remerciements

Le projet Gascons est rendu possible grâce au financement et au travail du Ministère des Transports du Québec, du Ministère de l'éducation des sports et des loisirs, de Transports Canada, du Fond de recherche du Québec et de la compagnie *Measurand*. Merci à tous les intervenants pour leurs apports lors des discussions : François Charbonneau, Réjean Couture, Lee Danisch, Olivier Demers, Pierre Dorval, André Drolet, Éric Gagnon, François Bossé, Daniel Hébert, Michel Jaboyedof, Chantal Jacob, Christiane Levesque, Kevin Murnaghan, Christian Prévost et Vern Singhroy. Merci au Chemin de Fer Baie des Chaleurs pour leur appui logistique lors des travaux de terrain et à Stephan Gravel pour son travail en falaise. De nombreux étudiants nous ont aidé lors des travaux terrain : Geneviève Cauchon-Voyer, Andrée-Anne Fortin-Rhéaume, Agathe Fontaine, Nicolas Jamin, Marie-Pierre Lacroix-Beaupré, Pierre-Étienne Lord, Mélanie Mayers, François Noël et Andrea Pedrazzinni. Finalement, un remerciement aux compagnies fournisseurs de service dont la compagnie Vincent Fournier et ass. pour les forages, CIDCO pour les levés bathymétriques et ALTA pour le LiDAR.

10. Références

- Baecher, G. B. et Christian, J. T. (2003) *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*, John Wiley & Sons.
- Blikra, L. H. (2008) The Aknes rockslide; monitoring, threshold values and early-warning. Z. Chen, J. Zhang, Z. Li, F. Wu et K. Ho (Eds.) *10th International Symposium on Landslides and Engineered Slopes*. Xi'an, China, Taylor & Francis Group, London.
- Bourque, P.-A. et Lachambre, G. (1980) *Stratigraphie du Silurien et du Dévonien basal du sud de la Gaspésie, Rapport ES-30*, Direction de la géologie, Direction générale de la recherche géologique et minérale, Ministère de l'énergie et des ressources du Québec (Québec) 123p.
- Bunce, C. M., Cruden, D. M. et Morgenstern, N. R. (1997) Assessment of the hazard from rock fall on a highway. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(3), 344-356.
- Cloutier, C., Lord, P.-É. et Locat, J. (2009a) *Rapport 01: Données historiques et récentes, Projet Gascons*, LERN-GASCONS-09-02, Université Laval (Québec) 406p.
- Cloutier, C., Lord, P.-É., Lacroix-Beaupré, M.-P. et Locat, J. (2009b) *Rapport de visite 01, Visite de terrain, cartographie des fractures et mise en place du réseau extensométrique, Développement d'outils de gestion du risque de mouvements de terrain dans le secteur Gascons de la Société du Chemin de fer de la Gaspésie.*, Université Laval (Québec).
- Cloutier, C., Lacroix-Beaupré, M.-P. et Lord, P.-É. (2009c) *Rapport de visite 02, Mesures extensométriques, levés LIDAR terrestre et levés structuraux, Développement d'outils de gestion du risque de mouvements de terrain dans le secteur Gascons de la Société du Chemin de fer de la Gaspésie*, LERN-GASCONS-09-06, Université Laval (Québec) 57p.
- Cloutier, C. et Lord, P.-É. (2009) *Rapport de visite 03, Mesures extensométriques, conception du système de surveillance et échantillonnage, Développement d'outils de gestion du risque de mouvements de terrain dans le secteur Gascons de la Société du Chemin de fer de la Gaspésie*, LERN-GASCONS-09-07, Université Laval (Québec) 36p.
- Cloutier, C. et Locat, J. (2010) *Rapport 04: Modèle géologique, Projet Gascons*, LERN-GASCONS-10-01, Université Laval (Québec) 39p.
- Cloutier, C. et Lord, P.-É. (2010) *Rapport de visite 05, Mesure du réseau extensométrique et mise au point du système de surveillance, Développement d'outils de gestion du risque de mouvements de terrain dans le secteur Gascons de la Société du Chemin de fer de la Gaspésie*, LERN-GASCONS-10-01, Université Laval (Québec) 23p.
- Cloutier, C. et Locat, J. (2011a) *Rapport 06: Modèle Hydrogéologique, Projet Gascons*, LERN-GASCONS-11-01, Université Laval (Québec) 41p.
- Cloutier, C. (2011a) *Rapport de visite 09 : Évènement du 24 février 2011 et mesures manuelles, Projet Gascons*, LERN-GASCONS-11-02, LERN, Université Laval (Québec) 29p.
- Cloutier, C. et Locat, J. (2011b) *Rapport de visite 10: Entretien et ajouts au système d'instrumentation et levés manuels, Développement d'outils de gestion du risque de mouvements de terrain dans le secteur Gascons de la Société du Chemin de fer de la Gaspésie*, LERN-GASCONS-11-04, Université Laval (Québec) 38p.
- Cloutier, C. (2011b) *Rapport de visite 11: Entretien et levés manuels, Développement d'outils de gestion du risque de mouvements de terrain dans le secteur Gascons de la Société du Chemin de fer de la Gaspésie*, LERN-GASCONS-11-06, Université Laval (Québec) 32p.
- Cloutier, C. et Locat, J. (2011c) *Rapport 07 : Analyse de l'aléa mouvement de terrain, Projet Gascons*, LERN-GASCONS-11-03, LERN, Université Laval (Québec) 47p.
- Cloutier, C. et Locat, J. (2012a) *Rapport 08 : Analyse des données de surveillance et définition des critères d'alerte, Projet Gascons*, LERN-GASCONS-12-01, LERN, Université Laval (Québec) 75p.

- Cloutier, C. (2012a) *Rapport de visite 12: Entretien et levés manuels, Développement d'outils de gestion du risque de mouvements de terrain dans le secteur Gascons de la Société du Chemin de fer de la Gaspésie*, LERN-GASCONS-12-01, LERN, Université Laval (Québec) 32p.
- Cloutier, C. (2012b) *Rapport de visite 13: Entretien, ajouts au système d'instrumentation et levés manuels, Développement d'outils de gestion du risque de mouvements de terrain dans le secteur Gascons de la Société du Chemin de fer de la Gaspésie*, LERN-GASCONS-12-03, LERN, Université Laval (Québec) 90p.
- Cloutier, C. et Locat, J. (2012b) *Rapport 09: Pour une approche de l'analyse du risque associé à un mouvement de terrain actif, Projet Gascons*, LERN-GASCONS-12-04, LERN, Université Laval (Québec) 62p.
- Cloutier, C. (2013) *à venir*. Ph.D., Département de géologie et Génie géologique, Université Laval.
- Couture, R., Charbonneau, F., Murnaghan, K., Singhroy, V., Locat, J. et Lord, P.-É. (2010) PTA-InSAR rock slope monitoring at the Gascons site, Gaspé Peninsula, Quebec. *63rd Canadian Geotechnical Conference and 6th Canadian Permafrost Conference*. Calgary, AB.
- Couture, R., Charbonneau, F., Singhroy, V., Murnaghan, K., Drouin, H., Locat, J., Lord, P.-É. et Cloutier, C. (2011) PTA-InSAR rock slope monitoring at the Gascons site, Gaspé Peninsula Quebec: Preliminary results. *5th Canadian Conference on Geotechnique and Natural Hazards*. Kelowna, BC.
- Crosta, G. B. et Agliardi, F. (2003) Failure forecast for large rock slides by surface displacement measurements. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(1), 176-191.
- Dai, F. C., Lee, C. F. et Ngai, Y. Y. (2002) Landslide risk assessment and management: an overview. *Engineering Geology*, 64(1), 65-87.
- Fell, R., Ho, K. K. S., Lacasse, S. et Leroi, E. (2005) A framework for landslide risk assessment and management, in: O. Hungr, R. Fell, R. Couture et E. Eberhardt (Eds) *Landslide Risk Management*. Taylor and Francis, 3-25.
- Feldmann, F., Hammerl, M., et Schwartz, S., 2008. Questioning human error probabilities in railways. 3rd IEE Conference on system Safety., pp.: 1-6.
- Journeaux, N., Bédard et Associés (2000) *Rapport S-00-1133, Évaluation du site de l'affaissement P.M. 30.5 (Gascons est) Ligne Matapédia-Gaspé, pour le Chemin de fer de la Matapédia et du Golfe, Inc.*, Journeaux, Bédard et associés, Inc. (Dorval, Qc) 13p.
- Keegan, T. (2007) *Methodology for risk analysis of railway ground hazards*. Ph.D., Geotechnical Engineering, University of Alberta, 485p.
- Lacasse, S., Nadim, F. et Hoeg, K. (2003) Risk Assessment in Soil and Rock Engineering, *PanAM Conference*, City.
- Lacasse, S. (2008) Event Tree Analysis of Aknes Rock Slide Hazard. D. P. J. Locat, D. Turmel, D. Demers, S. Leroueil (Ed.) *4th Canadian Conference on Geohazards: From Causes to Management*. Québec, Presse de l'Université Laval.
- Locat, J. et Couture, R. (1995a) *Rapport final : Analyse de la stabilité du massif rocheux au millage 30.5, Division de Chandler, Anse-aux-Gascons, Gaspésie, Québec*, Groupe de recherche en Environnement et en Géo-ingénierie, Université Laval (Québec) 95p.
- Locat, J. et Couture, R. (1995b) Analyse de la stabilité d'un talus rocheux à Anse-aux-Gascons, Gaspésie, Québec, *48e Conférence canadienne de géotechnique*, City, 25 au 27 septembre 1995.
- Lord, P.-É., Cloutier, C. et Locat, J. (2009a) *Rapport 02 : Conception du système d'observation, Projet Gascons*, LERN-GASCONS-09-03, Université Laval (Québec) 52p.
- Lord, P.-É., Cloutier, C. et Locat, J. (2009b) *Rapport 03: Modèle de terrain et SIG de base, Projet Gascons*, Université Laval (Québec) 29p.
- Lord, P.-É. et Cloutier, C. (2009) *Rapport de visite 04, Installation du système d'observation du massif rocheux, Développement d'outils de gestion du risque de mouvements de terrain dans le secteur Gascons de la Société du Chemin de fer de la Gaspésie*, LERN-GASCONS-09-09, Université Laval (Québec) 46p.
- Lord, P.-É. et Cloutier, C. (2010a) *Rapport de visite 06, Lecture du réseau extensométrique et des données inclinométriques, Développement d'outils de gestion du risque de mouvements de terrain dans le secteur*

- Gascons de la Société du Chemin de fer de la Gaspésie*, LERN-GASCONS-10-02, Université Laval (Québec) 21p.
- Lord, P.-É. et Cloutier, C. (2010b) *Rapport de visite 07, Lecture du réseau extensométrique et des données inclinométriques, Développement d'outils de gestion du risque de mouvements de terrain dans le secteur Gascons de la Société du Chemin de fer de la Gaspésie*, LERN-GASCONS-10-04, Université Laval (Québec) 29p.
- Lord, P.-É., Cloutier, C., Locat, J., Couture, R. et Charbonneau, F. (2010) *Rapport 05: Système de surveillance couplant les données terrestres et satellitaires*, LERN-GASCONS-10-06, Laboratoire d'études sur les risques naturels, Université Laval (Québec) 58p.
- Lord, P.-É. et Cloutier, C. (2010c) *Rapport de visite 08 : Lectures, installation d'instruments et modification du système d'acquisition du système d'observation*, LERN-GASCONS-10-05, Laboratoire d'études sur les risques naturels, Université Laval (Québec) 40p.
- Lord, P.-É. (2011) *Analyse des déplacements du glissement rocheux de Gascons, Gaspésie, Québec*. M.Sc., Département de géologie et de génie géologique, Université Laval, 290 p.
- Mckenna, G. T. (1995) Grouted-in installation of piezometers in boreholes. *Canadian Geotechnical Journal*, 32(2), 355-363.
- Mikkelsen, E. P. et Green, G. E. (2003) Piezometers in Fully Grouted Boreholes. F. Myrvoll (Ed.) *Symposium on Field Measurements in Geomechanics*. Oslo, Norway, Balkema.
- Geotechnical Engineering Office, (1998) *Landslides and Boulder Falls from Natural Terrain: Interim Risk Guidelines*, GEO Report No. 75, Geotechnical Engineering Office (The Government of the Hong Kong Special Administrative Region) p.
- Voight, B. (1989) A Relation to Describe Rate-Dependent Material Failure. *Science*, 243(4888), 200-203.

11. Annexes

Annexe 1 :

Lexique des termes de l'analyse du risque

Aléa (*hazard*): Probabilité qu'un danger particulier (menace) se produise durant une période de temps donnée. Remarque: Aussi souvent considéré comme une condition pouvant conduire à des conséquences indésirables. L'aléa est alors défini par ses caractéristiques et sa probabilité d'occurrence durant une période de temps donnée.

Analyse du risque (*risk analysis*) : utilisation des informations disponibles pour estimer le risque pour les individus ou la population, la propriété, ou l'environnement par rapport à un aléa (ou danger).

Analyse qualitative du risque (*qualitative risk assessment*) : une analyse qui utilise surtout les mots, des échelles descriptives ou numériques qui décrivent la magnitude des conséquences possibles et la possibilité que de telles conséquences se produisent.

Analyse quantitative du risque (*quantitative risk assessment*) : une analyse basée sur des valeurs numériques de probabilité, de vulnérabilité et de conséquences et qui résultent en une évaluation chiffrée du risque.

Danger : phénomène naturel qui peut causer des dommages aux personnes et aux biens. Le danger existe indépendamment de la présence humaine.

Éléments à risque (*element at risk*) : la population, les bâtiments, les travaux de génie, les infrastructures, les éléments environnementaux et les activités économiques dans la zone considérée.

Évaluation du risque (*risk assessment*) : le processus menant à une prise de décision ou une recommandation à savoir que le risque est tolérable et que les mesures de contrôle ou d'atténuation sont adéquates, et sinon, voir si des mesures alternatives seraient souhaitables ou devraient être mises en place.

Gestion du risque (*risk management*) : l'application systématique des politiques de gestion, de procédures et de pratiques aux tâches d'identification, d'analyse, d'évaluation, de mitigation et de suivi du risque.

Mouvement de terrain (*mass movement*) : déplacement en masse de sol, roche ou neige sous l'action de la gravité. Même si nous ne faisons pas ces distinctions dans le présent rapport, le cas de Gascons nous a permis de considérer les types de mouvements de terrain identifiés à la figure 4, i.e. : les ruptures planaires, de dièdres, circulaires, et basculements.

Risque (*risk*) : mesure ou évaluation du degré d'exposition à un danger et de la gravité des conséquences qui pourraient en découler sur la santé, les biens matériels ou le milieu naturel. Cette évaluation est obtenue par la multiplication de la possibilité d'occurrence d'un glissement de terrain et des conséquences sur les personnes et les biens.

Risque acceptable (*acceptable risk*) : Un risque dont ceux qui s'y expose accepte de subir. Des actions pour réduire ce risque ne sont habituellement pas requises à moins que de faibles coûts puissent le permettre.

Susceptibilité (*susceptibility*) : évaluation qualitative de la prédisposition d'un talus à un glissement de terrain.

Tolérance au risque (*tolerable risk*) : un niveau de risque avec lequel la société est confortable. Il s'agit d'un niveau de risque significatif qui doit être surveillé et réduit si possible.

Vulnérabilité (*vulnerability*) : le degré de perte d'un élément donné dans la région potentiellement affectée par un aléa donné (quantifié de 0 à 1).

Annexe 2 :

Articles scientifiques produits dans le cadre du projet Gascons

1. Cloutier, C., Locat, J., Lord, P.-É., Couture, R., 2010. Caractérisation des instabilités côtières dans le secteur de Port-Daniel-Gascons, Gaspésie, Québec. *In* : Comptes rendus de la 63^e Conférence canadienne de géotechnique, Calgary, pp. : 71-79.
2. Couture, R., Charbonneau, F., Murnaghan, K., Singhroy, V., Locat, J., Lord, P.-É., 2010. PTA-InSAR rock slope monitoring at the Gascons site, Gaspé Peninsula, Quebec. *In* : Comptes rendus de la 63^e Conférence canadienne de géotechnique, Calgary, pp. : 102-110.
3. Danisch, L., Patterson, T., Cloutier, C., Locat, J., Lord, P.-É., Bond, J., 2010. Integration of SAA technology for coastal rock slope movement monitoring at Gascons, Gaspé Peninsula, Québec. *In* : Comptes rendus de la 63^e Conférence canadienne de géotechnique, Calgary, pp. : 86-93.
4. Locat, J., Cloutier, C., Lord, P.-É., Therrien, P., Jacob, C., Nadeau, A., Hébert, D., Couture, R., Charbonneau, F., Singhroy, V., Murnaghan, K., Danisch, L., Jaboyedoff, M., Pedrazzini, A., Gravel, S., 2010. An integrated mass movement monitoring system for rockslide hazard assessment at Gascons, Gaspé Peninsula, Québec: An Overview. *In* : Comptes rendus de la 63^e Conférence canadienne de géotechnique, Calgary, pp. : 35-43.
5. Lord, P.-É., Locat, J., Cloutier, C., Couture, R., Charbonneau, F., Singhroy, V., Pedrazzini, A., 2010. Analyse des déplacements du glissement de Gascons, Gaspésie, par couplage d'observations aéroportées et terrestres. *In* : Comptes rendus de la 63^e Conférence canadienne de géotechnique, Calgary, pp. : 56-64.
6. Cloutier, C., Locat, J., Couture, R., 2011. Displacement patterns obtain from monitoring system at the Gascons rockslide, Gaspé Peninsula, Canada, presented at European Geosciences Union General Assembly 2011, 03-08 April, Vienna, Austria.
7. Cloutier, C., Locat, J., Couture, R. and P-E. Lord, 2011. Analysis of one year of monitoring data for the active Gascons rockslide, Gaspé Peninsula, Québec. *5th Canadian Conference on Geotechnique and Natural Hazards, Kelowna, BC, Canada.*
8. Couture, R., Charbonneau, F., Singhroy, V., Murnaghan, K., Drouin, H., Locat, J., Lord, P.-É., and Cloutier, C. 2011. PTA-InSAR rock slope monitoring at the Gascons site, Gaspé Peninsula, Quebec : Preliminary results. *5th Canadian Conference on Geotechnique and Natural Hazards, Kelowna, BC, Canada.*
9. Cloutier, C., Locat, J., Lord, P-E., Couture, R. 2011. An integrated rockslide monitoring system: Gascons, Québec, Canada, presented at 2nd Italian Workshop on Landslides, 28-29 September 2011, Naples, Italia
10. Cloutier, C, Locat, J. Lord, P-É, Couture, R., Jaboyedoff, M. 2012. Kinematic considerations of the Gascons rockslide, Québec (Gaspésie), Canada, 11th International Symposium on Landslides and 2nd North American Symposium on Landslides, Eds.: E. Eberhardt, C. Froese, A. K. Turner, S. Leroueil, Taylor and Francis Group, London, Banff, vol. 2, pp. 1264-1270
11. Locat, J., Cloutier, C., Jaboyedoff, M., 2013. A risk evaluation approach for an active rock slide: the Gascons coastal rock slide, Québec, *In*: Comptes rendus de la conference GéoMontréal 2013, Montréal.

Caractérisation des instabilités côtières dans le secteur de Port-Daniel-Gascons, Gaspésie, Québec



Catherine Cloutier, Jacques Locat & Pierre-Étienne Lord
Département de géologie et de génie géologique – Université Laval, Québec, QC, Canada
Réjean Couture
Commission géologique du Canada, Ottawa, ON, Canada

ABSTRACT

The Gaspésie railroad runs directly across an active rock slide along the coast of Baie des Chaleurs, Gaspésie. The volume is estimated at more than 500 000 m³. The rock cliff shows scars in the order of 1000 m³ associated with planar slides, which are all located within a more impressive scar with dimensions similar to the active rock slide. It has been observed from the DEM generated from an airborne LiDAR survey. In fall 2009, instruments have been installed in boreholes and on the slope surface to monitor this gravitational movement.

RÉSUMÉ

Le chemin de fer de la Gaspésie traverse un glissement rocheux actif en bordure de la Baie des Chaleurs, dont le volume est estimé à plus de 500 000 m³. Sur la pointe est de l'anse, quelques cicatrices de l'ordre de 1000 m³ sont situées à l'intérieur d'une cicatrice de dimension plus importante et similaire au glissement actif. Un levé LiDAR aéroporté a permis de mettre en évidence certaines structures qui étaient jusqu'ici passées inaperçues. À l'automne 2009, une série d'instruments en forage et en surface a été mise en fonction afin d'effectuer un suivi du glissement.

1 INTRODUCTION

La côte de la Baie des Chaleurs en Gaspésie montre par endroit de hautes falaises rocheuses générées par l'érosion côtière et marquées de divers signes d'instabilités. C'est le cas d'une section de la côte de l'anse à Pierre-Loiselle située dans la municipalité de Port-Daniel-Gascons (figure 1) qui exhibe une falaise de 60 mètres de hauteur. La présence d'un glissement actif couvrant un secteur de 200 x 200 mètres y est connu depuis 1988 (Génilab BSLG Inc. 1988). Depuis, plusieurs cicatrices de glissements rocheux de diverses dimensions ont été repérées à proximité (figure 1).

Le glissement de Gascons menace l'intégrité d'une portion d'une longueur de 200 mètres du chemin de fer de la Gaspésie. La compréhension des mécanismes impliqués dans cette instabilité est essentielle à la mise en place et à la validation d'un système de surveillance à distance.

Cet article décrit la géologie et la morphologie du secteur en tentant de lier les observations à la compréhension de la cinématique du mouvement. Certaines observations viennent s'appuyer sur des données acquises par l'instrumentation installée à l'automne 2009. Enfin, l'article débute avec une présentation du contexte général des travaux de recherche qui met en perspective les enjeux liés à l'instabilité.

2 CONTEXTE GENERAL ET HISTORIQUE

Afin de comprendre les processus affectant la stabilité du secteur, le projet Gascons a été initié. Il vise deux

objectifs principaux : (1) la mise en place et la validation d'un système de surveillance à distance et (2) la compréhension des mécanismes de rupture associés à cette instabilité dans le but de réaliser une analyse du risque (voir Locat et al., cette conférence). Le site a d'abord été étudié en 1993 par une équipe de l'université Laval (Locat et Couture 1995b) qui a cartographié le réseau complexe de fractures et installé des tiges métalliques qui permettaient de faire un suivi des déplacements des fissures. Ces mesures ont été effectuées à plusieurs reprises en 1993 et, bien qu'il s'agisse d'une instrumentation rudimentaire, ils ont réussi à délimiter un compartiment dont les déplacements étaient plus importants [3 à 13 mm/mois]. Une section de ce bloc, nommé le Petit-massif, a atteint la rupture en juillet 1998 entraînant dans sa chute le remblai qui soutient la voie ferrée sur quelques mètres. Suite à cet événement, la voie ferrée est demeurée fermée le temps de construire un mur de soutènement en caissons de bois (figure 2).

En 2000, une cavité de deux mètres de diamètre s'est formée sous les rails lorsque le matériel du remblai s'est évidé dans l'une des fractures qui passent sous la voie. Occasionnellement, des ajouts de matériel sont nécessaires pour combler certaines dépressions mineures sous les rails et cela depuis longtemps avant même la première instrumentation dans les années 1990 (comm. pers. CN, 1993).

En 2008, un projet de recherche est confié à l'Université Laval pour développer un système de surveillance à distance. À l'automne 2009, une série d'instruments a été mise en place afin d'acquérir des informations sur (1) la position de la surface de rupture, (2) les déplacements associés aux diverses fissures, en

priorité celles du Petit-massif (3) l'intégrité du remblai et du mur de soutènement (4) les conditions d'eau

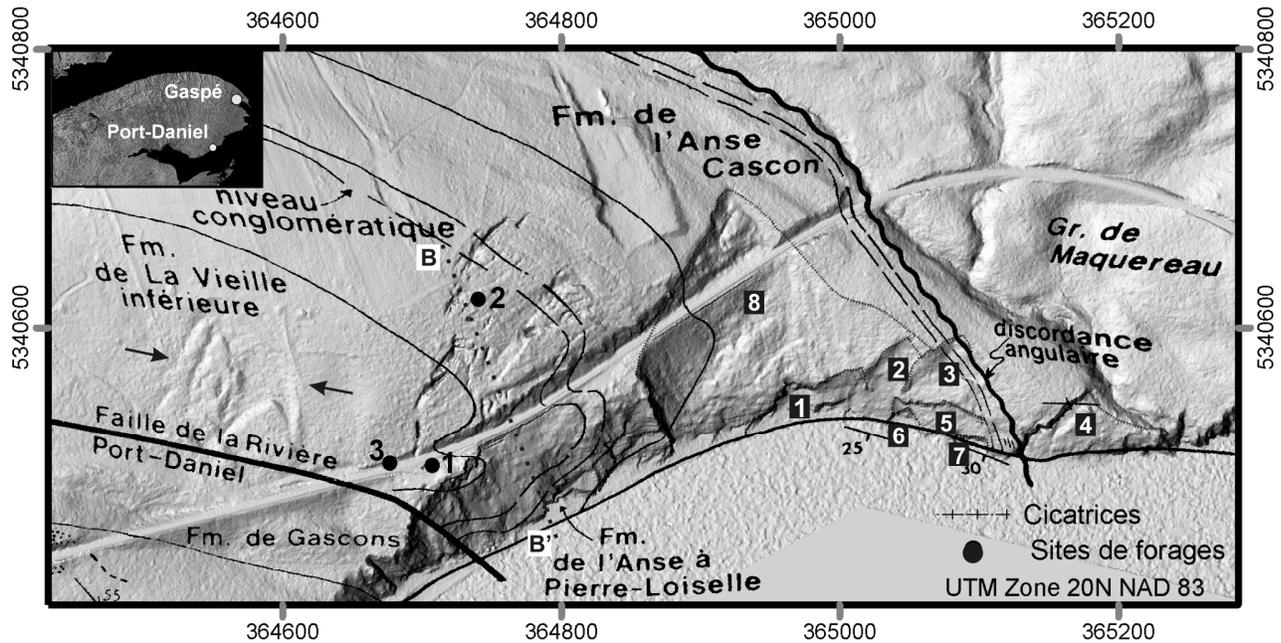


Figure 1. Modèle de terrain avec la carte géologique (modifiée de Bourque et Lachambre 1980) superposée. A l'est, les cicatrices de la pointe au Maquereau sont numérotées de 1 à 8 en blanc sur fond noir. Positionnement de la coupe géologique B-B' en tireté (figure 5) (encadré: © Ressources naturelles Canada. Tous droits réservés).

souterraine et (5) les conditions météorologiques. Trois types de suivis sont effectués. Le premier est un suivi manuel qui consiste à mesurer avec un ruban extensométrique des couples de tiges métalliques et à suivre les déplacements en profondeur avec un inclinomètre traditionnel. Deuxièmement, une série d'appareils électroniques reliés à un système d'acquisition permet d'obtenir des informations relatives aux mouvements et aux conditions hydrogéologiques à une fréquence élevée. Il s'agit d'appareils en forage (piézomètres, chaîne de capteurs «ShapeAccelArray ou SAA») et en surface (fissuromètres et clinomètre). Enfin, le dernier type de suivi est effectué par satellite radar (PTA-InSAR) sur des réflecteurs en coin (voir Couture et al., cette conférence).

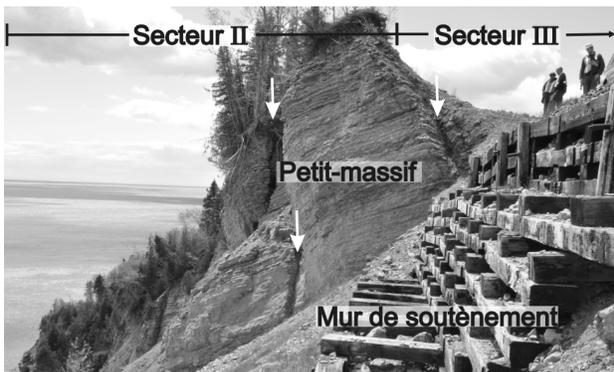
Figure 2. Vue vers l'ouest du Petit-massif en 2009 et du mur de soutènement construit en 1998. Les flèches pointent des fissures et les secteurs sont décrits à la section 4.1.

L'instrumentation présentement en place n'agit pas encore en tant que système de surveillance à distance. Il s'agit plutôt d'un système d'observation du massif, qui permet de réunir les données nécessaires à l'étude détaillée de la cinématique du mouvement. Au moment de rédiger ces lignes, les données sont acquises à distance, mais le suivi des déformations n'est pas encore automatisé. Une fois le comportement du massif cerné, des critères d'alertes pourront être établis et le passage de l'observation à la surveillance sera amorcé.

3 GEOLOGIE

La géologie du secteur a été étudiée par Bourque et Lachambre (1980) qui ont identifié deux éléments géologiques qui délimitent de part et d'autre le secteur instable de l'anse à Pierre-Loiselle. Il s'agit à l'ouest de la faille de la rivière Port-Daniel et à l'est d'une discordance angulaire marquant la limite entre des roches du Silurien et du Cambrien. Les deux éléments géologiques sont délimités sur la carte de la figure 1 (modifiée de Bourque et Lachambre 1980).

Le site de Gascons est constitué de roches sédimentaires associées à trois formations faisant partie du groupe de Chaleurs: Cascon, l'Anse à Pierre-Loiselle (APL) et la Vieille inférieure (La Vinf). La formation de



Gascons et le groupe de Maquereau sont situés à l'extérieur des limites géologiques nommées précédemment (discordances et faille).

La formation de Cascon est visible à la base de la falaise et est constituée de bancs de grès en alternance avec des lits de mudstone. Les grès ont des épaisseurs entre 10 et 50 cm et sont fortement bioturbés par endroits. Quelques lits conglomératiques sont présents. Un niveau à mudstone verdâtre à nodules calcaires est utilisé comme unité repère.

La formation de l'Anse à Pierre-Loiselle (APL) compose la majeure partie de la falaise rocheuse instable, où elle a une épaisseur de 60 mètres. À sa base, elle est constituée de bancs de grès fin calcaireux en alternance avec des mudstones arénacés et bioturbés. Les lits ont une épaisseur de 3 à 20 cm et établissent la transition entre la formation de Cascon et de l'APL. Les mudstones deviennent ensuite plus présents et contiennent de 30 à 80% de nodules calcaires et quelques grands coraux coloniaux et stromatopores.

En son centre, cette formation est marquée par une unité de conglomérats et de grès constitués de grains de quartz, de feldspath et de chert avec une matrice calcaireuse. Ensuite, la formation est constituée essentiellement de mudstones noduleux, dont certains bancs sont non-calcaireux avec des épaisseurs de 3 à 10 cm. À son sommet, elle présente des caractéristiques de la formation de la Vieille inférieure, avec une abondance de *Costistricklandia gaspensis* et une biolithite à coraux halysitidés de 90 cm. La présence de pyrite et de veines de calcite explique l'altération orangée (oxyde de fer) qui caractérise les faces des fissures.

La formation de la Vieille inférieure (La Vinf) n'est pas très répandue sur le site et se limite aux secteurs en altitude. Elle est présente dans le haut de la falaise et compose une partie du Petit-massif (figure 2). Elle est décrite comme une unité de calcilutite à nodules calcaires de 5 à 10 cm avec des interlits de mudstones et avec des stromatopores tabulaires, des coraux rugueux et coloniaux ainsi que des *Costistricklandia gaspensis*.

La pointe au Maquereau, qui délimite l'est de l'anse, est formée de roches métasédimentaires du groupe de Maquereau.

Puisque la formation de l'Anse à Pierre-Loiselle présente des caractéristiques des deux formations qui y sont adjacentes, les contacts ne sont pas francs et il est difficile de placer une délimitation sur le terrain.

Des carottes provenant de trois forages ont été analysées. Dans ces trois forages, la formation de la Vieille inférieure a été observée au-dessus d'un banc de haute densité en fossiles, associé à la biolithite de la formation de l'APL. Enfin, l'unité conglomératique a été repérée dans tous les forages, mais n'a pas été vue dans la falaise possiblement à cause de la présence des débris d'éboulis.

Il est intéressant de noter qu'à différents niveaux, les strates présentent des surfaces de glissements polies fort probablement créées lors de la formation de la faille de la rivière Port-Daniel. De telles surfaces peuvent donc

fournir une résistance au cisaillement du massif proche des valeurs résiduelles.

4 DESCRIPTION DES INSTABILITES

Les instabilités du secteur peuvent être regroupées en deux types, instabilités actives et passives (cicatrices de mouvement). Dans un premier temps, le glissement actif instrumenté est décrit et dans un deuxième temps, les cicatrices repérées à proximité sont présentées.

4.1 Glissement actif

La masse rocheuse impliquée dans le mouvement est estimée à 500 000 m³ (Locat et Couture 1995a) et est subdivisée en trois secteurs délimités à la figure 8. Le secteur II (figure 2) est une falaise de 63 mètres de hauteur, inclinée entre 40 et 60° et dont le pied se termine dans la mer. Dans certaines sections de la falaise, les strates sédimentaires sont visibles alors qu'ailleurs dans d'autres des débris d'éboulement cachent la roche en place. Les strates de la formation de l'Anse à Pierre-Loiselle sont orientées sud-est dans la falaise avec un pendage de 23° vers le sud-ouest, donc vers la mer. Cette morphologie est favorable à une érosion différentielle qui découpe le rivage en forme de dents de scie selon les propriétés mécaniques et les caractéristiques structurales des formations. Les strates formées de roches plus friables se détériorent plus rapidement que leurs voisines plus résistantes. Cette érosion mène à la formation de surplombs instables pouvant localement entraîner des chutes de blocs et l'éventuel recul de la falaise.

Au bas de la falaise, approximativement à trois mètres au-dessus du niveau de la mer, un suintement est visible sur une largeur de cinq mètres. Cette résurgence est alignée avec le mur de soutènement construit suite à l'éboulis de 1998 (figure 2) et pourrait correspondre à un drainage souterrain localisé le long de fissures enfouies sous le remblai.

Le nom Petit-massif réfère à une section de la falaise à l'ouest du mur de soutènement dont une partie est plus élevée que la voie ferrée. Plusieurs fissures verticales sont présentes près du Petit-massif, mais ne sont pas visibles sur le modèle de terrain. La figure 2 en présente quelques unes qui sont pointées par des flèches blanches. Le Petit-massif chevauche les secteurs II et III.

Le secteur III (figures 2 et 8) est un replat sur lequel est construite la voie ferrée. À l'ouest de l'instabilité, ce replat fait une vingtaine de mètres de largeur et est traversé par trois fissures sub-verticales ouvertes de 20 à 70 cm. En amont de la voie ferrée, la pente est de 45° et a une hauteur de cinq à vingt mètres. Puis, la pente s'adoucit jusqu'à environ 15° dans la partie amont qui constitue le secteur I.

Le secteur I est une forêt dans laquelle d'importantes fissures et linéaments ont été cartographiés jusqu'à une distance de 115 mètres au nord du chemin de fer. La zone considérée active est particulièrement bien délimitée par un réseau de fractures sub-verticales et

profondes de plusieurs mètres. Ce réseau intense de fractures ainsi qu'un pendage général des strates vers la mer assurent ainsi un drainage efficace de cette portion du massif rocheux.

Les fissures délimitant l'ouest du mouvement de terrain sont plus ouvertes que celles à l'est, laissant croire que le mouvement global ne s'effectue pas nécessairement dans le sens du pendage maximal du litage.

4.2 Cicatrices

Sur la pointe au Maquereau, la côte change de direction pour s'orienter est-sud-est. Ainsi, la direction de la côte se rapproche de celle du litage de telle sorte que le pendage des strates est dans la même direction que la pente du talus, favorisant les glissements planaires. En tout, huit cicatrices ont été dénombrées (figure 1) et semblent s'être produites le long d'un plan conforme au litage (i.e., rupture planaire). Les escarpements latéraux de ces glissements sont tous orientés de façons similaires, laissant supposer un contrôle structural de leur géométrie. Il est à noter que pour plusieurs cicatrices l'escarpement latéral gauche est absent. Les dimensions des cicatrices numérotées de 1 à 7 sur la figure 1 varient de 1000 à 20 000 m³ et elles sont situées à l'intérieur d'un amphithéâtre de dimensions beaucoup plus importantes et dont la géométrie s'apparente au glissement décrit à la section 4.1.

L'amphithéâtre le plus important est associé à une cicatrice ancienne présente avant la construction du chemin de fer dans les années 1920 (numéro 8, figure 1). Elle est située immédiatement à l'est du glissement actif et la voie ferrée la traverse sur 124 mètres. Dans cette section, le remblai est contenu par un mur de soutènement. Le modèle de terrain permet de constater que le remblai vient remplir une partie de la dépression causée par ce glissement.

Il est difficile de le dater, mais il pourrait avoir été initié à un moment où le niveau marin relatif était plus élevé qu'aujourd'hui, possiblement lors du niveau maximum qui semble être aux environs de 60 mètres au-dessus du niveau actuel de la mer (Syvitski 1992). Au sommet de cette cicatrice ancienne, des blocs semblent avoir subi un faible déplacement faisant en sorte qu'ils n'ont pas été évacués complètement de la zone de glissement.

À la connaissance des auteurs, cette cicatrice n'avait jamais été identifiée, ni par l'observation des photographies aériennes, ni même sur le terrain. C'est le levé LiDAR aéroporté réalisé à l'automne 2009 qui a permis son observation. Sa similitude avec le glissement présentement actif est frappante, tant par sa géométrie que par ses dimensions. Elle s'apparente à une rupture par dièdre. La végétation a complètement recouvert la cicatrice, sauf où d'autres mouvements plus récents se sont produits, numérotés de 1 à 7 sur la figure 1.

L'analyse des photographies aériennes permet d'affirmer que les glissements 3 et 4 (figure 1) sont survenus avant 1934, alors que la cicatrice numérotée 2

est apparue entre 1948 et 1963. La cicatrice 3 n'est pas visible sur les photographies aériennes, car elle est couverte de végétation. Le glissement 4 au contraire ne s'est jamais reboisé et est facilement repérable sur chacune des photographies. Sa cicatrice est remplie de débris, qui sont des blocs rectangulaires dont les plus petits ont une quinzaine de centimètres de côté alors que les plus grands sont de l'ordre du mètre.

À l'ouest du glissement étudié, un autre type de formes linéaires est observé sur le modèle de terrain (figure 1, pointé par des flèches), qui laisse croire que d'autres portions du territoire sont aussi sujettes à des instabilités. Le terrain semble avoir été soumis à un mouvement gravitaire qui s'est stabilisé. Cette partie est boisée. Cette indication d'instabilité n'avait pas été reconnue avant l'obtention des données LiDAR aéroporté.

5 MORPHOLOGIE DES LINEAMENTS ET STRUCTURE

5.1 Analyse structurale

La roche sédimentaire formant les côtes de l'anse-à-Pierre-Loiselle est fortement fracturée à diverses échelles. L'analyse présentée ici est effectuée sur les discontinuités aux niveaux des strates ou de plusieurs states, mais n'inclut pas les grandes fractures ouvertes et linéaments qui sont traités à la section suivante. La morphologie des instabilités du secteur est fortement influencée par les familles de discontinuités. La famille la plus évidente correspond au litage et a un pendage et une direction du pendage de 23/193°. Deux autres familles principales sont orthogonales au litage et découpent les strates sédimentaires, il s'agit des familles A et B toutes deux à fort pendage. La famille A se divise en deux sous-groupes, résultant de l'inversion de la direction du pendage.

Deux autres familles secondaires de joints sont identifiées, les familles D et E. La dernière comporte peu de données. La famille C est similaire à la famille B, mais elle se démarque clairement lors de l'étude des grands linéaments. Ainsi, elle est considérée comme une famille à part entière. Le stéréogramme de la figure 3 et le tableau 1 présentent ces familles de discontinuités.

5.2 Familles de linéaments

Les linéaments dont il est question dans cette section regroupent les grandes fractures ouvertes, les dépressions linéaires et les escarpements des cicatrices de glissements. Ces structures sont classées en quatre familles, décrites au tableau 2 et représentées sur une rosette à la figure 4. Ces groupes peuvent être reliés aux familles de discontinuités mentionnées à la section précédente.

Les grandes fractures ouvertes permettent de poser des limites au glissement. Le glissement est délimité par les membres des familles 1 à l'est, ainsi que 2 et 3 au nord-ouest. Le même agencement se répète pour la

grande cicatrice et pour les plus petites de la pointe au Maquereau. Les groupes de linéaments sont associés aux familles de discontinuités A, B, C et D

6 ÉTUDE DES INSTABILITES

6.1 Mécanismes de rupture

Les secteurs décrits à la section 4.1 (figure 8) sont soumis à différents types de rupture. Dans le massif en général, il semble se former une rupture planaire et une décompression du massif. L'analyse cinématique montre qu'une rupture serait possible avec le litage comme surface de rupture, si la direction de pendage de la côte est modifiée pour se rapprocher de la direction du

	Nombre d'éléments	Pendage(°)	Direction du pendage (°)
S0	43	23	193
Famille A	53	80	121
Famille B	52	72	026
Famille C	9	79	348
Famille D	15	76	089
Famille E	12	74	187

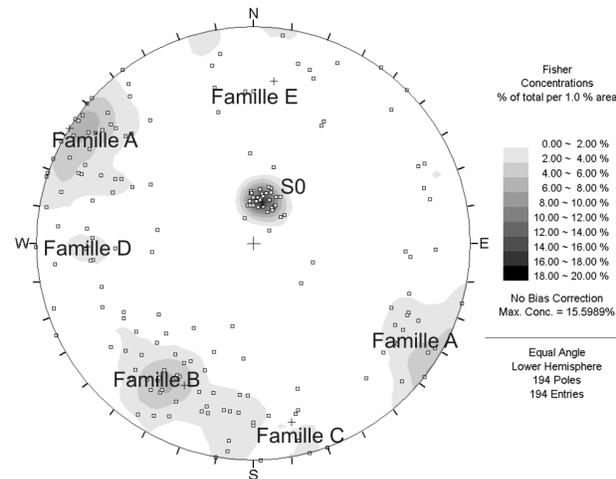


Figure 3. Stéréogramme des pôles des familles de discontinuités (hémisphère sud)

pendage du litage. Les familles A, B et D correspondent aux fractures latérales.

Dans la falaise, les blocs désarticulés semblent se détacher pour former des éboulements rocheux, dont le mécanisme serait associé à du basculement et à des ruptures par dièdres évoluant finalement en chutes de blocs. Les ruptures par basculement sont associées aux familles A et C et se produisent sur le plan formé par le litage. Les ruptures par dièdres sont possibles avec plusieurs couples de discontinuités, selon l'inclinaison du

talus qui varie entre 40 et 70°. Les couples les plus sensibles à la rupture par dièdre sont formés par le litage et la famille de discontinuités D et par les familles de discontinuités B et E.

6.2 Analyse de la cinétique globale

Aucun des mécanismes mentionnés ne peuvent expliquer une rupture de dimensions aussi importantes que celle qui est présentement en cours. Ainsi, il est fort probable que le mouvement implique plus d'un type de mécanismes. L'une des hypothèses proposée implique une rotation de la masse en mouvement. Le glissement planaire ne peut se produire pleinement selon la direction du pendage du litage. En fait, les couches sont plissées en bordure de la faille de la rivière Port-Daniel et le pendage des strates se renverse vers l'intérieur du talus. Tableau 2. Caractéristiques des structures linéaires visibles sur le modèle de terrain.

Groupe de linéaments	Famille de discontinuités associées	Nombre d'éléments	Orientation moyenne (°)	Écart-type (°)
1	Famille B	7	125	8
2	Famille A	17	042	8
3	Famille D	13	007	13
4	Famille C	7	078	9

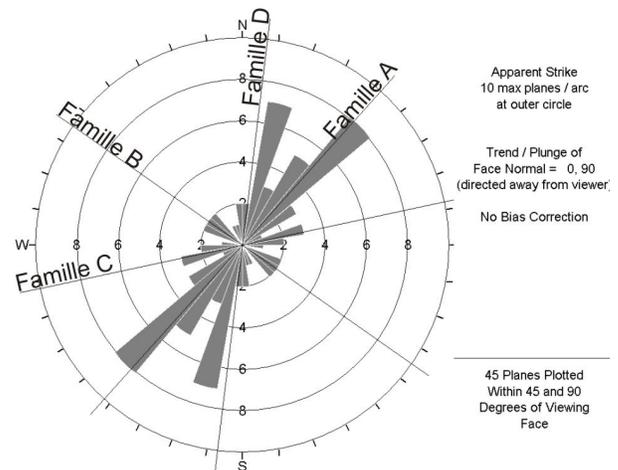


Figure 4. Rosette présentant l'orientation des linéaments et les familles auxquelles ils sont associés.

Ainsi, le mouvement est contraint vers le sud-ouest où ce secteur forme une sorte de butée contre la rupture planaire. Pour compenser, la masse effectue une rotation horaire. Cette rotation peut expliquer que les fractures à l'ouest sont plus ouvertes que celles à l'est

Une seconde hypothèse émise associe les mouvements à un mécanisme composite entre une rupture par dièdre et planaire. Le dièdre serait formé avec les discontinuités de la famille D et le litage. Les

familles A et B contrôlent l'extension du glissement en formant des ruptures par tension.

Pour le moment, encore plusieurs questions demeurent sans réponse. Une analyse plus détaillée des données récemment acquises est nécessaire pour faire la lumière sur les mécanismes permettant de mettre en mouvement cette masse rocheuse et leur rôle respectif. A ce propos, le positionnement de la surface de rupture est une information essentielle à obtenir pour cerner la cinématique des compartiments impliqués dans le mouvement global.

6.3 Surface de rupture

L'un des objectifs fixés lors de l'instrumentation de l'instabilité était de localiser la surface de rupture. À ce jour, les déplacements enregistrés par la chaîne de capteurs SAA permettent de déterminer sa profondeur au site de forages 2, situé en amont du mouvement (figure 1). En fait, les déplacements au-dessus de 23 mètres sont plus importants (10 mm) que ceux des capteurs inférieurs qui sont quasiment nul (2 mm). La surface de rupture serait à une profondeur de 23 mètres, ce qui la situe à l'intérieur de l'unité de conglomérat alterné avec des couches de mudstone très fragiles, tel qu'illustré sur la coupe de la figure 5. À ce moment, il n'est pas possible de positionner la surface de rupture avec certitude au site de forages 1 situé au niveau de la voie ferrée.

La surface de rupture est considérée conforme au litage et donc inclinée à 23°, dans une direction de 193°. En suivant ce raisonnement la surface de rupture serait à une profondeur approximative de 25 mètres en bordure de la voie ferrée le long du profil BB' (figure 1 et 5).

Sur l'une des faces du Petit-massif, il est possible d'observer des discontinuités formant des échelons (figure 6). Comme la structure locale est représentative de la géométrie du glissement, il est fort probable que cette structure soit associée à la rupture générale. Si c'est le cas, l'épaisseur de la zone instable est probablement plus importante en aval qu'en amont.

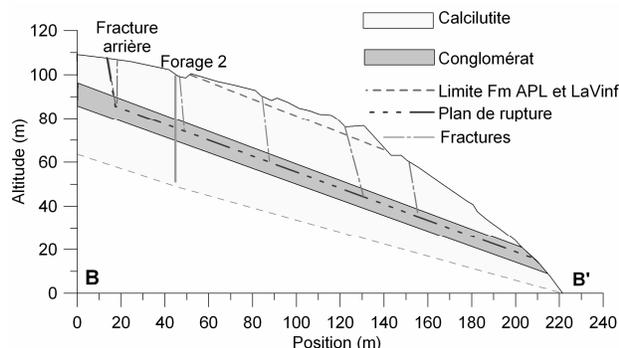


Figure 5. Coupe géologique BB' (voir figure 1 pour localisation). Les fissures observées en surface ont été prolongées jusqu'au plan de rupture estimé.



Figure 6. Formes en échelons (traits pointillés). Le fissuromètre 1 se referme depuis son installation. Les flèches indiquent les déplacements mesurés sur les tiges extensométriques, EX5, 6 et 7 (vue vers l'ouest).

6.4 Conditions hydrogéologiques

L'impact du réseau de fractures sur les conditions hydrogéologiques est encore peu connu. Aux trois sites de forages (figures 1 et 8), trois piézomètres à corde vibrante ont été installés à l'intérieur d'un même forage. Ces piézomètres fournissent des éléments cruciaux permettant d'évaluer les niveaux relatifs de la nappe phréatique entre la zone du glissement et celle intacte. Les résultats préliminaires tendent à souligner une différence dans les conditions hydrogéologiques, puisque l'on observe un changement d'environ dix mètres entre le niveau de la nappe phréatique des sites 1 (dans le glissement) et 3 (à l'extérieur du glissement) lesquels ne sont distants que de 31 mètres en surface.

Au mois d'avril 2010, suite à un épisode de pluie et à un réchauffement auquel est associée la fonte des neiges, un des piézomètres du forage situé en amont du massif a indiqué une augmentation de neuf mètres du niveau d'eau (en équivalent pression). Cette mesure indiquerait un niveau piézométrique temporairement au-dessus de la surface de glissement.

Le comportement des piézomètres au site 2 est particulier. Comme il est montré à figure 7, le piézomètre le plus en surface (P1) est situé juste au-dessus du plan de glissement et il mesure un niveau d'eau à peu près constant. Au contraire, les deux piézomètres situés sous la surface de glissement montrent une variation importante des pressions d'eau. Le P1 n'est pas soumis aux mêmes variations de pressions d'eau que P2 et P3 ce qui laisse supposer que la surface de rupture influence l'écoulement de l'eau (Binet *et al.* 2007).

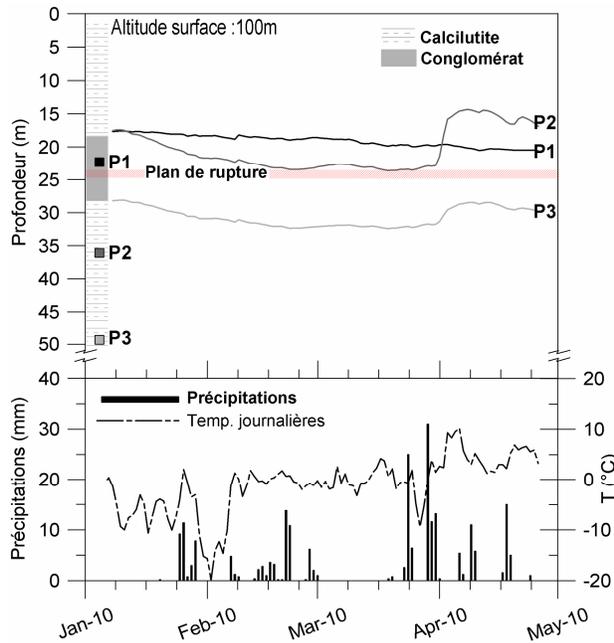


Figure 7. Niveaux piézométriques des piézomètres 1, 2 et 3 du site de forages 2 et précipitations (cumulées sur 24 heures) et températures (moyenne 24 heures). La position de la surface de rupture est déduite des résultats du chapelet SAA dans un forage voisin.

Le suivi à long terme de l'ensemble des piézomètres ne fait que commencer et les données futures devraient permettre de mieux comprendre les variations de la nappe phréatique et son rôle sur la stabilité du talus et éventuellement sur les mouvements. Par contre, à ce même suivi devra s'ajouter une analyse et possiblement d'autres mesures sur le terrain visant à valider ces observations à l'ensemble du talus.

7 ANALYSE DES DEPLACEMENTS

Les déplacements associés à ce massif sont lents et sont de l'ordre du millimètre au centimètre par année. Les données présentement disponibles sont encore limitées. Les observations sur le mouvement du Petit-massif en 1993 et 1994 indiquaient que les vitesses de déplacements étaient de l'ordre de 3 à 13 mm/mois (Locat et Couture 1995b).

En juin 2009, des couples de tiges ont été installés en vue de mesurer leur espacement avec un ruban extensométrique qui peut détecter des variations sous le millimètre. Entre juin 2009 et mars 2010, une série de six mesures a été réalisée avec cet appareil. Les conditions du terrain, telles que l'épaisseur de neige et la présence de glace ont empêché certaines lectures. Les mesures, bien qu'elles soient échelonnées sur une courte période de temps, montrent des déplacements significatifs.

Les déplacements les plus importants sont ceux des fissures du secteur I (figure 8) orientées nord-est. Chacun des couples montrent un déplacement régulier dont la vitesse se situe entre 0.2 mm/mois à 2 mm/mois.

La fissure montrant les déplacements les plus importants est celle des tiges EX14 et 15 avec une ouverture de 19 mm en 9 mois (figure 8).

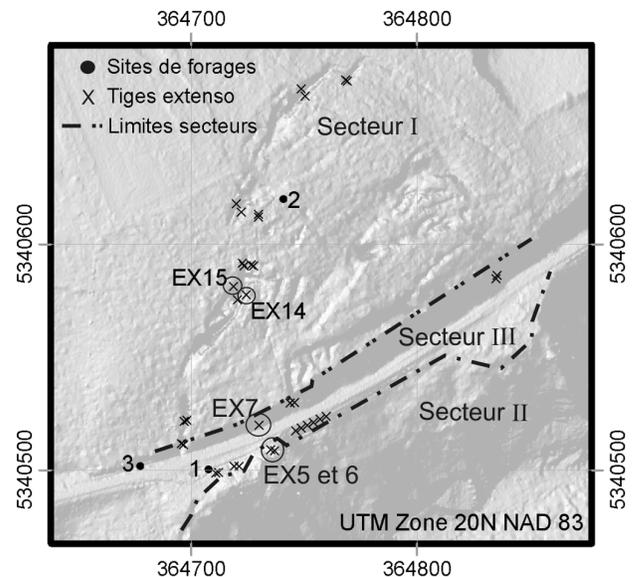


Figure 8. Réseau extensométrique, positionnement des sites de forages et délimitation des secteurs décrits à la section 4.1.

Les couples situés dans les fissures près de la voie ferrée (secteur III) ne montrent pas tous des comportements réguliers. Trois tiges indiquent des déplacements significatifs. Il s'agit de EX5, 6 et 7 indiqués aux figures 6 et 8.

En novembre, six fissuromètres à corde vibrante ont été installés dans le Petit-massif et en bordure de la voie ferrée. Depuis, une lecture est enregistrée à toutes les heures.

Deux fissuromètres indiquent des ouvertures constantes de 1.4 et 1.6 mm sur une période de novembre à avril. Trois fissuromètres se sont refermés depuis leur mise en place de 1, 2 et 3.5 mm. Ce dernier fissuromètre est localisé sur la fracture amont du Petit-massif (figure 6). La fermeture de cette fracture peut résulter du basculement du bloc supérieur du Petit-massif. Cette dernière hypothèse permet, en partie, d'expliquer les déplacements observés sur le réseau extensométrique. Enfin, l'un des fissuromètres ne montre pas encore de mouvement significatif.

8 ALEA ET RISQUE

L'aléa est associé à la probabilité temporelle et spatiale d'occurrence d'une rupture complète ou partielle du massif rocheux. Pour le cas présent, le facteur de sécurité est déjà inférieur à l'unité, puisque le glissement est actif. L'aléa devra donc être défini pour divers secteurs, selon l'intensité du mouvement anticipé et ses conséquences sur l'évaluation de la rupture. Par

exemple, l'hypothèse principale associée au mouvement du compartiment supérieur du Petit-massif est une rupture par basculement (figure 6). Pour définir la probabilité que le centre de masse dépasse le pied du bloc et bascule, il faudra relier ce moment aux déplacements mesurés (Zvelebil et Moser 2001).

L'aléa est associé à la cinématique du mouvement et à la progression des déplacements qui peuvent accélérer ou ralentir. Ainsi, les déplacements ont une dépendance non linéaire en fonction du temps, qui peut résulter de phénomènes saisonniers tels que la fonte des neiges et de mécanismes de rupture à long terme (Crosta et Agliardi 2003). De plus, il est influencé par les paramètres qui font varier l'état des contraintes, dont l'érosion par la mer du bas de la falaise et les pressions interstitielles qui semblent être importantes en haut de talus. Tous ces paramètres devront être considérés pour effectuer une approximation de la probabilité d'occurrence d'une rupture donnée.

Deux événements qui ont portés atteinte à la voie ferrée sont répertoriés, soit la rupture partielle du Petit-massif de 1998 et un affaissement du remblai sous la voie ferrée en 2000. Ces événements ont causé l'arrêt temporaire du trafic ferroviaire en plus de nécessité des travaux. Ainsi, même une rupture partielle en aval de la voie ferrée a des conséquences sur l'intégrité de la voie ferrée. Si une telle rupture est correctement anticipée, elle pourra être prise en compte pour les opérations ferroviaires et la sécurisation du secteur.

9 DISCUSSION

L'analyse du glissement rocheux de Gascons en est encore à ses premières étapes. La cinématique du glissement est complexe et semble faire intervenir plusieurs compartiments désarticulés et délimités par les grandes fractures sub-verticales. Les déplacements sont lents et ceux observés sur une période de moins d'une année sont significatifs.

Les lectures de l'inclinomètre installé à l'automne 2009 au site de forages 1 ne permettent pas encore de déceler des mouvements significatifs. Par contre, certaines indications permettent de poser des hypothèses quant à la localisation de la surface de rupture. Le forage traverse une cavité de près de deux mètres de 24 à 26 mètres de profondeur, indiquant que la zone au-dessus est en mouvement. Une zone hautement fracturée et située de 27 à 29 mètres de profondeur pourrait être associée à la surface de rupture. Enfin, il n'est pas écarté que plus d'un plan découpe le massif à diverses altitudes à proximité de la falaise. En fait, une zone très fragile constituée de mudstone est présente de 44.7 à 49.6 mètres et correspond à la même unité qui est reliée à la surface de rupture au site de forage 2.

Les pressions d'eaux exercées sur la surface de rupture apparaissent importantes à l'amont du glissement et plus faibles près de la falaise, ce qui laisse présager que le mouvement est peut être contrôlé non seulement par l'érosion en pied de talus, mais aussi par

une poussée de la masse mise en mouvement dans la partie amont du glissement.

Enfin, le suivi des déplacements sur une plus longue période permettra de mieux cerner la dynamique du mouvement. Une analyse en trois dimensions est nécessaire afin de cerner correctement les mouvements impliqués.

10 CONCLUSION

Le glissement de Gascons en Gaspésie implique un volume approximatif de 500 000 m³ de roche qui se déplace lentement et qui est traversé par un chemin de fer côtier. Immédiatement à l'est du glissement, une grande cicatrice ancienne similaire au glissement actif a été observée suite au levé LiDAR aéroporté. De nombreuses cicatrices de dimensions moins importantes recoupent cette cicatrice, là où la morphologie de la côte est susceptible aux glissements planaires.

Dans la falaise, certains compartiments rocheux semblent être soumis à du basculement et un éboulis semblable à celui de 1998 est envisageable. La rupture du massif global s'apparente à une rupture planaire, mais ce mécanisme ne permet pas d'expliquer correctement les déplacements observés.

L'instrumentation installée en 2009 permet d'acquérir des données sur les déplacements de surface et en profondeur, ainsi que sur les pressions d'eau. Toutes ces informations seront colligées pour déterminer les mécanismes de rupture impliqués et éventuellement pour déterminer l'aléa associé aux ruptures partielles et complètes de la falaise de l'anse à Pierre-Loiselle.

REMERCIEMENTS

Nous remercions nos partenaires financiers sans qui ce projet serait impossible : le ministère des Transports du Québec et le ministère de l'Éducation des Loisirs et du Sport du Québec. Nous tenons à souligner la participation de Transports Canada. Merci aux employés de la compagnie Measurand et à Pierre Therrien pour leur aide avec le développement, ainsi qu'à tous ceux qui ont participé aux travaux de terrain: Andrea Pedrazzini (Université de Lausanne), les étudiants du LERN, les gens de la Société des Chemins Fer de la Gaspésie et Stéphan Gravel. Merci à la compagnie Fournier et associés pour la réalisation des forages. Les auteurs remercient Didier Perret pour la révision de l'article, ainsi que le secteur des Sciences de la terre pour sa contribution (No. 20100061).

REFERENCES

Binet, S., Mudry, J., Scavia, C., Campus, S., Bertrand, C. and Guglielmi, Y. 2007. In situ characterization of flows in a fractured unstable slope. *Geomorphology*, 86: 193-203.

- Bourque, P.-A., et Lachambre, G. 1980. *Stratigraphie du Silurien et du Dévonien basal du sud de la Gaspésie*, Rapport ES-30, Direction de la géologie, Direction générale de la recherche géologique et minérale, Ministère de l'énergie et des ressources du Québec, Canada.
- Crosta, G.B. and Agliardi, F. 2003. Failure forecast for large rock slides by surface displacement measurements. *Can. Geotech. J.*, 40: 176-191.
- Génilab BSLG Inc. 1988. Rapport 88805 Stabilité et crevasses pour le Bureau de la protection civile du Québec. Rimouski, Qc, Canada : 10, non publié.
- Locat, J. et Couture, R. 1995a. Analyse de la stabilité d'un talus rocheux à Anse-aux-Gascons, Gaspésie, Québec, *48e Conférence canadienne de géotechnique*, Vancouver, BC, Canada : 8.
- Locat, J. et Couture, R. 1995b. Rapport final : Analyse de la stabilité du massif rocheux au millage 30.5, Division de Chandler, Anse-aux-Gascons, Gaspésie, Québec. Groupe de recherche en Environnement et en Géo-ingénierie, Université Laval, non-publié.
- Syvitski, J.P.M. 1992. Marine Geology of Baie des Chaleurs. *Revue Géographie physique et Quaternaire*, vol. 46, n° 3: 331-348.
- Zvelebil, J. and Moser, M., 2001. Monitoring Based Time-Prediction of Rock Falls: Three Case-Histories. *Phys. Chem. Earth (B)*, Vol. 26, No 2: 159-167.

PTA-InSAR rock slope monitoring at the Gascons site, Gaspé Peninsula, Quebec



R. Couture, F. Charbonneau, K. Murnaghan & V. Singhroy
Natural Resources Canada, Earth Sciences Sector, Ottawa, Ontario, Canada

P.-E. Lord, J. Locat

Department of Geology & Engineering Geology – Université Laval, Quebec City, Quebec, Canada

ABSTRACT

An unstable rock slope situated between Port-Daniel and Chandler in the Gaspé Peninsula (Quebec) has been impacting a railway line for several decades. As part of a detailed monitoring program, a set of artificial targets were installed in the vicinity of open fissures, on unstable rock blocks, and on infrastructure in fall 2009. These targets are remotely monitored by SAR (radar) satellite signals orbiting at an average altitude of 798 km to measure slope movement. This paper briefly presents the site conditions at the Gascons rock slope and reviews the PTA-InSAR technique. It describes the installation of the corner reflectors, including the anchoring systems.

RÉSUMÉ

Entre Port-Daniel et Chandler dans la Péninsule gaspésienne, un versant rocheux instable affecte depuis plusieurs décennies un segment d'une voie ferrée. Dans le cadre d'un programme de surveillance étoffé, un ensemble de cibles artificielles ont été installées à l'automne 2009 au voisinage de fissures ouvertes, de blocs rocheux instables, et sur des infrastructures en place. Ainsi, les mouvements de pente sont télésurveillés par des signaux provenant de satellites radar orbitant à une altitude moyenne de 798 km. Cet article présente brièvement les conditions de terrain au site de Gascons et revoit la technique PTA-InSAR. Il décrit le déploiement des réflecteurs en coin ainsi que leurs systèmes d'ancrage.

1 INTRODUCTION

Remote sensing including InSAR (Interferometric Synthetic Aperture Radar) techniques are increasingly being used in both rock and soil slope stability assessment and applied to landslide hazard environments (Nichol & Wong 2005; Tralli et al. 2005). The application of interferometric techniques to monitor landslides has been developing rapidly, including its application to landslides (Colesanti and Wasowski 2006; Singhroy 2008; 2005) and mass movements in remote areas (Alasset et al. 2007, Singhroy et al. 2008) and in vicinity of infrastructure (Singhroy and Molch 2004).

This paper presents the application of InSAR techniques to an unstable rock slope in the Gaspé Peninsula that has been impacting a railway line for several decades.

The use of InSAR techniques to monitor rock slope movement is part of a near real-time monitoring program that has been recently developed at this site to strengthen the railway network and to ensure a safer railway service in the Gaspé Peninsula (Locat et al. 2010; Danisch et al. 2010; Lord et al. 2010; Cloutier et al. 2010). The InSAR monitoring will contribute to the two main objectives of this multidisciplinary project: 1) development of long-term monitoring techniques for measuring physical parameters responsible of slope movement; and 2) a better understanding of causes and consequences of slope movement to provide decision-makers with better tools in hazard and risk management.

The following sections of this paper briefly describe the monitored site and geological conditions, and discuss the installation of the corner reflectors, as well as preliminary results obtained from SAR imagery.

2 STUDY AREA

2.1 Location and background

The study area is situated between the village of Port-Daniel-Gascons and the town of Chandler on the south coast of the Gaspé Peninsula, Quebec (Figure 1). The study area that comprises the unstable rock slope is called the Gascons site. This site is located at the mileage 30.5 of the Chandler Division along the railway line linking the city of Gaspé and the interprovincial railway network. This section of the railway line has been disrupted by slope movements over the last several decades and has required continuous maintenance and multiple repairs.

Previous field studies carried out in the 1990's by researchers from Université Laval (Locat & Couture 1995a; b) revealed a complex network of large open fissures beneath and in the vicinity of the railroad. Monitoring data obtained in the mid-1990's showed that some rock blocks and fissures are characterized by significant displacement. On July 23, 1998, a rock failure occurred closing the railway for several days.

2.2 Geomorphological and geological setting

The unstable rock slope is composed of three main sectors (Figure 2). The paper by Cloutier et al. (2010) in these conference proceedings describes the site in more detail. The first sector is a southeast facing 60 m-high cliff overhanging the Pierre-Loiselle Cove of the Baie des Chaleurs. This sector is characterized by partly vegetated colluvium and bedrock. It also comprises a large unstable rock block adjacent to the railway line called the Petit-

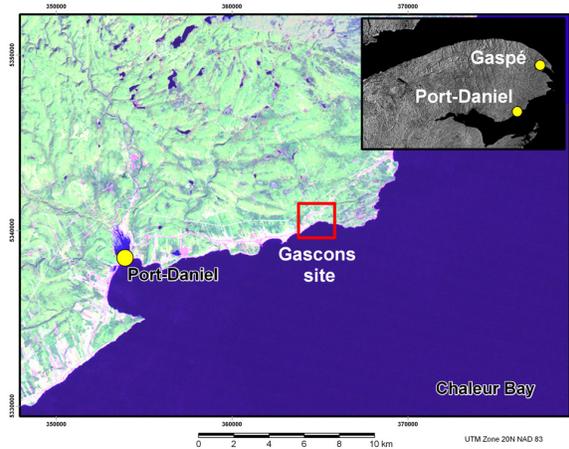


Figure 1. Location map of the Gascons rock slope. Sources: Landsat7 scenes (000906-010909), RADARSAT mosaic 250m (pixel size), © Department of Natural Resources Canada. All rights reserved.

massif which was subjected to a previous failure in 1998 and is still subjected to significant movement.

The second sector is a large forested area located north of the railway line. This sector extends 180 m east-west and 130 m north-south. The average slope of this vegetated sector is about 15°. The sector is comprised of several blocks separated by linear fractures. These features are either fissures with openings up to tens of meters or long, narrow linear depressions. Beneath the vegetation carpet, a 0.5-2 m thick overburden mainly composed of till and blocks detached from weathered bedrock overlie the bedrock.

The third sector is defined as more or less the right-of-way of the railway line between the two other sectors. It consists of the railway foundation material, i.e. coarse granular material (ballast), colluvium and a 65 m-long two-tier retaining wall. This sector also exhibits discontinuous open cracks which are responsible for the loss of ballast beneath the railway track.

The bedrock geology in the study area mainly consists of a nodular and conglomeratic mudstone (Anse-à-Pierre-Loiselle) with bedding striking southeast and dipping 20-25° south (Figure 2). A second formation encompassing parts of the rock cliff, including the Petit-massif, is composed of nodular wackestone and mudstone (La Vieille Fm.). To the east, a third bedrock formation is composed of thick bedded sandstones

(Cascon Fm.) showing the same strike and dip as the mudstone formation.

Two main orthogonal joint sets, perpendicular to the bedding planes, control the discontinuity network at the site. Two regional linear features, the Rivière Port-Daniel fault and an angular discordance, are also found at the site (thin black lines in Figure 2). The paper by Cloutier et al. (2010) in these conference proceedings describes in detail the structural geology of the site.

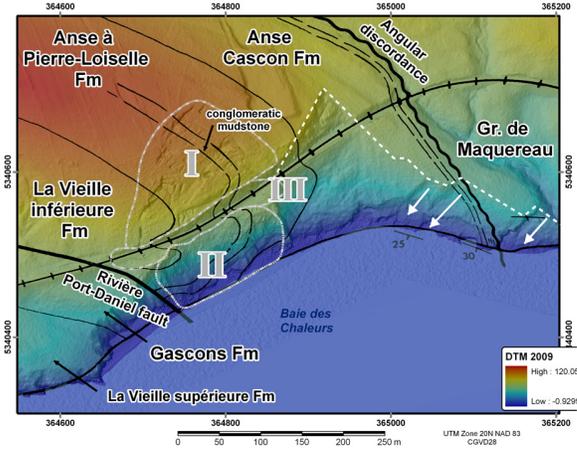


Figure 2. The three main sectors of the Gascons site and old mass movements (white dashed line) superimposed on simplified bedrock geology map. (Sources : LIDAR survey, U. Laval; Geology modified from Bourque and Lachambre 1980).

2.3 Slope movements

The site is characterized by (undated but probably historic) large slope failures. Two are located about 300 m east of the unstable rock slope inside a major scar situated immediately east of the unstable area (Figure 2). This scar has been recently discovered following the examination of images from LIDAR surveys (Figure 5; see also paper by Lord et al. in the conference proceedings).

As introduced in Section 2.2, the forested sector is characterized by the presence numerous large, open fissures mainly oriented NNE-SSW and ESE-WNW coinciding with the main discontinuity sets found in the underlying bedrock. Fissure openings vary from tens of centimetres to tens of meters (Figure 3), indicating significant slope movement and instability processes at the site. These processes generate high levels of maintenance along this stretch of the railway line as some fissures extend beneath the railway. Movement mechanisms are not fully known but they potentially involve sliding along a deep seated plan of weakness, as well as toppling in the rock cliff (Sector I). The paper by Cloutier et al. in these conference proceedings gives an insight on the possible instability mechanisms.



Figure 3. Photo illustrating a large open fissure in the forested sector (Sector II in Figure 2) above the railway corridor.

Some of these fissures were monitored in the 1990's and are now part of a new monitoring program using traditional geotechnical instrumentation. Most instrumented fissures have shown displacement of few millimeters to centimeters since fall 2009 (Lord et al. 2010 in these proceedings).

In the 1990s, the Petit-massif showed large displacements (Couture and Locat 1995b). In 1998, it was involved in a rock slope failure damaging parts of a retaining wall, closing the railway for several days.

3 ROCK SLOPE MONITORING WITH PTA-INSAR

3.1 Overview of PTA-InSAR

Interferometric Synthetic Aperture Radar (InSAR) is a remote sensing technique that uses multiple images from radar satellites (e.g. Radarsat-2), which transmit electromagnetic waves towards the earth and record them after they are reflected back from the Earth's surface. Every pixel of the SAR images includes two types of information: i) the signal intensity, i.e. how much energy of the wave is reflected to the satellite. The intensity is a function of the electromagnetic and geometric properties of the interacting media and can be used to characterize the reflecting targets at the Earth's surface; and ii) the phase of the wave which is a function of the distance between the antenna and the target. The phase of the reflected wavefront image should be unchanged when the same radar sensor images the exact same portion of the Earth from the same location in orbit. If this is not the case, then the target has moved in the re-visit interval (e.g. slope displacement).

SAR Interferometry analyzes a pixel's phase difference between two coregistered images, for every pixel in the images. To be suitable for InSAR, a correlation or certain degree of similarity in the surface properties must exist between corresponding pixels of the two image acquisitions. This is quantified by the

coherence image. Due to a higher signal to noise ratio, usually brighter pixels represent good correlation statistics, whereas darker pixels express lower correlation.

Point Target Analysis (PTA) is one of the approaches amongst InSAR techniques that uses radiometrically stable scatterers for detection and processing of coherent information from multiple SAR acquisitions. Point-like targets offer good correlation over time, making it possible to estimate deformation rates at measurement locations over long term series InSAR dataset when natural ground properties such as vegetation, humidity, soil properties, and deformation rate changes influence the backscattered signal phase.

3.2 Artificial targets or corner reflectors

Trihedral corner reflectors (Figure 4), although they have been used for over 50 years for radiometric and position referencing, are now being used as point target for interferometry. These corner reflectors are phase coherent pass to pass and thus can be used to measure the position changes of the underlying scene (e.g. active slopes). These aluminum trihedral corner reflectors offer four advantages: i) they are simple devices to manufacture; ii) they have large radar cross sections for their physical size; iii) they have wide angular acceptance angles; and iv) they are reasonably easy to deploy (C-CORE 2006).

Such corner reflectors have been installed on unstable slopes in Canada to monitor movement, including sites in the Mackenzie River valley (Thunder River, Couture et al. 2007), northern British Columbia (Buckingham, Hawkins et al. 2007); Alberta (Little Smoky River, Froese et al. 2008; 2009); and southern Yukon, C-CORE 2007).

The following section describes the deployment of corner reflectors at the Gascons site to accompany the development of a long-term monitoring program and to fulfil the objectives related to a better understanding of causes and consequences of slope movement.



Figure 4. Photo of a corner reflector (CR1) installed at the Gascons site. A D-GPS antenna is temporarily

installed on the corner reflector to measure its exact location.

4 DEPLOYMENT OF CORNER REFLECTORS

4.1 Location selection

Strategic locations for the corner reflectors at the Gascons site were based on the extent of the unstable rock slope, the distribution of open fissures, the identification of key compartments or zones thought to be more prone to displacement, the landslide processes and potential direction of movement, and the location of complementary, ground-based geotechnical instrumentation. Their locations were also dictated by measuring relative slope movement along two main perpendicular axes within the unstable area, and by comparing measured displacement with adjacent stable zones.

A total of eight corner reflectors were installed in October 2009 as part of extensive field campaign dedicated to characterizing the site and installing monitoring devices. Two of the corner reflectors (CR1, CR2) were deployed in areas located outside the unstable area (Figure 5), and therefore these corner reflectors are considered as stable reference targets. Corner reflector CR1 is installed in an opening within the forested sector. It is located northeast of the unstable area along the western margins of the opening, but far enough from an adjacent abandoned garage to avoid any interference of the garage with the radar signal. The second stable corner reflector, CR2 (Figure 6), is mounted on the roof of a small utility bunker located about 50 m from the western slide limits and within the limits of the right-of-way of the railway (Figure 5).

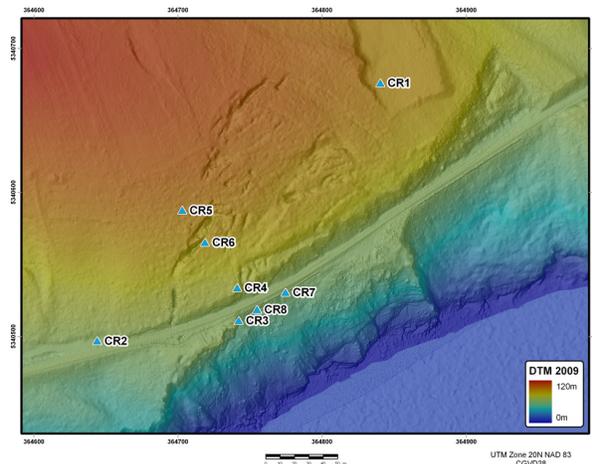


Figure 5. Map showing location of the eight corner reflectors installed at the Gascons site. DEM results from lidar survey performed in late fall 2009 (source: LIDAR survey, U. Laval).

Six other corner reflectors (CR3 to CR8) were installed within the limits of the area affected by slope deformation. These corner reflectors are meant to measure slope displacements in the three sectors (see §2.2) of the site. Four of them (CR3 to CR6) are aligned along a north-south axis, which is believed to be more or less parallel to the main direction of slope movement; whereas three corner reflectors (CR3, CR7, and CR8) are aligned east-west in a direction perpendicular to the slope movement.

Corner reflector CR3 belongs to both alignments and is installed on the southeast facing rock face of the Petit-massif (Figure 7). This is considered the most unstable block among the entire unstable zone.



Figure 6. Photo of corner reflector CR2 installed on the roof of a utility bunker at the Gascons site.



Figure 7. Corner reflector CR3 anchored on a southeast facing rock face of the Petit-massif at the Gascons site.

Corner reflector CR4 is located immediately adjacent to the railway track on top of a 10 m-high railway cut (Figure 8). CR4 is installed upslope of an open fissure that extends beneath the railway bed and towards the Petit-massif.

Two corner reflectors (CR5 and CR6, Figures 9 and 10 respectively) were installed on both sides of a large open fissure (identified as Fissure No. G in Lord et al. 2010 in these conference proceedings) that extends over 55 m from the railway track to the northern tip of the unstable area (Figure 5). It defines the north and northwestern limits of the unstable area. This fissure is about 9 m wide at its maximum and exhibits a graben-like shape with collapsed rock blocks.

Finally, two other corner reflectors (CR7 and CR8) were anchored on two sections of the retaining wall extending 15 m and 35 m east of the Petit-massif. CR7 was installed on one of the vertical iron H-beams at the eastern end of the retaining wall (Figure 11). This section of the retaining wall shows indication of past displacement as shown in Figure 11.

CR8 was anchored to the wooden structure of the western section of the retaining wall (Figure 11). This section of the retaining wall was re-built after the July 23rd, 1998, failure of the rock slope. Protective structures at CR7 and CR8 prevent potential damage caused by plowed snow or falling and bouncing rocks.



Figure 8. Photo of CR4 located on top of the railway cut.



Figure 9. Photo of corner reflector CR5 located on the north side of fissure No.G.



Figure 10. Photo of CR6 located on the downslope side of fissure No. G.



Figure 11. Photo illustrating corner reflector CR7 (foreground) with a D-GPS unit mounted on it. Corner reflector CR8 installed on the retaining wall (left-hand side of the photo) and CR3 anchored on a southeast face of the Petit-massif (background).

4.2 Installation and anchoring of corner reflectors

To ensure phase stability, corner reflectors must be structurally rigid and stable three-dimensionally to allow displacement measurement accuracy of the order of 1 mm. Rigid stainless steel rods are usually fixed obliquely from one leg another to ensure an adequate level of stiffness of corner reflectors (Figures 7, 8, 9, and 10). In addition, the corner reflectors have to be securely mounted on the ground whose motion is to be measured. In the forested sector, felling of trees was required at locations of CR4, CR5, and CR6 in order to obtain an unobstructed view between reflectors and SAR satellites. One full day was required for assembling the eight corner reflectors prior to their installation.

Three main installation scenarios were developed depending on the location of the corner reflectors and ground and infrastructure conditions; therefore, various anchoring systems were developed. All corner reflectors require at least three anchoring points to ensure rigidity and stiffness. The following sub-sections describe the anchoring systems in bedrock, overburden, and on infrastructure.

4.2.1 Anchoring system in bedrock

When bedrock was outcropping or <1 m below the surface, the anchoring system chosen involved 5/8-11" threaded stainless steel rods anchored into the bedrock by drilling 1"-diameter and 12"-deep holes and cementing the rods in place using fast drying glue. Holes were drilled with a portable generator-powered hammer drill. Drilling direction and inclination were dictated by the position and orientation of the corner reflectors. Fine particles from drilling were blown out of the holes before inserting the glue and rods. Three to five holes are usually required: two for the front legs and one to three for the back of the corner reflector. Figure 4 shows a

typical installation for a corner reflector anchored in bedrock (CR1).

The anchoring of corner reflector CR3 at the Petit-massif was somewhat challenging as it was installed on a rock face (Figure 7). The installation required the professional services of rock climbers.

4.2.2 Anchoring system in overburden

When the overburden thickness exceeded 1 m, the developed anchoring system involved the use of 9/16"-diameter stainless steel rods that have an internal threaded hole (3/8"-18) on each end and are approximately 48" long. Threaded rods are inserted into the ends so that several rods can be joined. Those rods were driven into the ground using a sledge hammer until refusal. The system used took into account of potential frost heave. Thus the rods were inserted into frost pipes made of 1/2" diameter schedule 44 steel water piping. Hawkins et al. (2007) described the design of the frost pipe. Such design was used for corner reflectors CR5 and CR6 (Figures 9 and 10). Plastic winged-tubes were also used as frost pipes (at CR4 only, Figure 8). Pulling tests were also performed once the rods had been driven in the ground to verify the quality of the anchoring system.

4.2.3 Anchoring systems on infrastructure

Three corner reflectors (CR2, CR7 and CR8) required special anchoring systems specifically designed to accommodate their installation on the in-place infrastructure, either the utility bunker (CR2) or the retaining wall (CR7 and CR8).

The installation of CR2 was facilitated by a stainless steel plate mounted on the roof of the utility bunker. 5/8-11" threaded stainless steel rods bolted into that plate were used as front and back legs for CR2 (Figure 6). In this case no additional reinforcement rods were required to ensure stiffness and stability of CR2.

The same technique was used to anchor CR8 on a wooden platform mounted at the base of the westernmost section of the retaining wall (Figure 11).

Finally, corner reflector CR7 required a unique anchoring design as the back of the corner reflector was attached to a vertical steel H-beam, whereas one side was anchored into horizontal 6x6" wooden creosoted beams (Figure 11). Rigidity was found sufficient with only three anchoring points; the external side of the base of the corner reflector did not require any anchoring.

4.3 Orientation and inclination

In order to maximize the quality of the backscattered radar waves, the symmetrical axis of the corner reflectors should point toward the looking view of the SAR satellite, both for azimuth and elevation pointing. Consequently, the bottom edges of the corner reflectors were aligned to the azimuth 10° and their bases were tilted up by a 19° angle relative to horizontal.

4.4 D-GPS measurements

The corner reflectors were surveyed with Novatel dual frequency GPS with site occupations between 3 and 22 hours in length (Figure 4). A local survey monument was used for differential corrections. The survey marker position was determined using NRCan PPP (Precise Point Positioning) with an absolute accuracy of 1 cm. The 3D sigma relative accuracy of the reflector positions was better than 1 cm for all reflectors. Three old benchmarks were surveyed with similar accuracy except one with 2 cm accuracy due to overhead obstructions.

4.5 360° photography

Panoramic photos using a Nikon D300 with a 10.5 mm Nikkor lens and a Nodal Ninja Ultimate R10 panoramic head were taken at five reflectors and three benchmarks. These photos taken at known locations will be used to identify small changes in the site between field visits.

5 RESULTS - SAR IMAGES ACQUISITION

Since the installation of the corner reflectors, RADARSAT-2 SPOTLIGHT SAR data are acquired routinely over the site. InSAR requires that the data be acquired on the same relative orbit which occurs every 24 days. Table 1 presents the acquisition series for the two SPOTLIGHT modes SLA-19 and SLA-76. This SAR database will continue to grow every 24 days up to the end of the monitoring program.

Table 1. RADARSAT-2 acquisitions for the two SPOTLIGHT modes.

SLA-19	SLA-76
2009-11-07	2009-11-03
2009-12-01	2009-11-27
2009-12-25	2009-12-21
2010-01-18	2010-01-14
2010-02-11	2010-02-07
2010-03-07	2010-03-03
2010-03-31	2010-03-27
2010-04-24	2010-04-20
2010-05-18	2010-05-14
2010-06-11	2010-06-07

Figure 12 shows the stack average of all SLA-76 already acquired. By their bright intensities, the corners reflectors can be easily identified (highlighted by green circles) and confirm that they are well aligned with the incoming radar waves. To be statistically accurate, the PTA-InSAR technique requires at least 20 SAR scenes. With the coming spring and summer acquisitions, it will be possible to begin the PTA-InSAR analysis.

6 DISCUSSION AND CONCLUSION

NRCan in collaboration with partners has deployed corner reflectors for application of InSAR at several sites in western Canada (Couture et al. 2007; Froese et al. 2008; 2009; Hawkins et al. 2007). However, the deployment of corner reflectors at the Gascons site is the first of its kind in eastern Canada by NRCan. It is only the second deployment on an unstable rock slope. This site is as challenging as the others as the ground conditions were not uniform and required diverse and non-traditional design of the anchoring systems.

This site also offers multiple environments for corner reflector locations, from clean, well-exposed bedrock to vegetated surfaces.

The application of InSAR techniques at the Gascons site also benefits from the deployment of traditional and new geotechnical monitoring instruments (Locat et al. 2010; Danisch et al 2010). The presence of these ground-based instruments will help in validating the displacement results obtained from InSAR and facilitating their interpretation. Comparison of monitoring data from PTA-InSAR and ground-based measurements can be performed as soon as a sufficient number of SAR scenes is acquired. Preliminary results should become available in fall 2010.

The high resolution digital elevation model (DEM) of the site obtained from lidar surveys, which was carried out after the deployment of corner reflectors in fall 2009, has led to a much better assessment of the distribution of open fissures in the forested sector (Sector II) and the identification of large displaced zones, especially in the north-east zone of Sector II. Thus, the installation of additional corner reflectors is envisaged during the fall 2010 in order to extend the monitoring to newly identified potentially moving blocks and contribute to a better characterization of the displacement mechanisms destabilising the rock slope.

ACKNOWLEDGEMENTS

The writers would like to thank the staff from La Société des Chemins de Fer du Québec, Stephan Gravel from AcroCanada, and graduate students from Université Laval for their help while installing the corner reflectors. We also want to thank all the other partners involved in this multidisciplinary project, including Ministère des transports du Québec and Transport Canada. We also want to thank Wendy Sladen and Larry Dyke (Geological Survey of Canada) for the critical review of this paper. Finally, this project would not have been possible without the financial support from the Canadian Space Agency. This paper is Earth Science Sector Contribution No. 20100058.

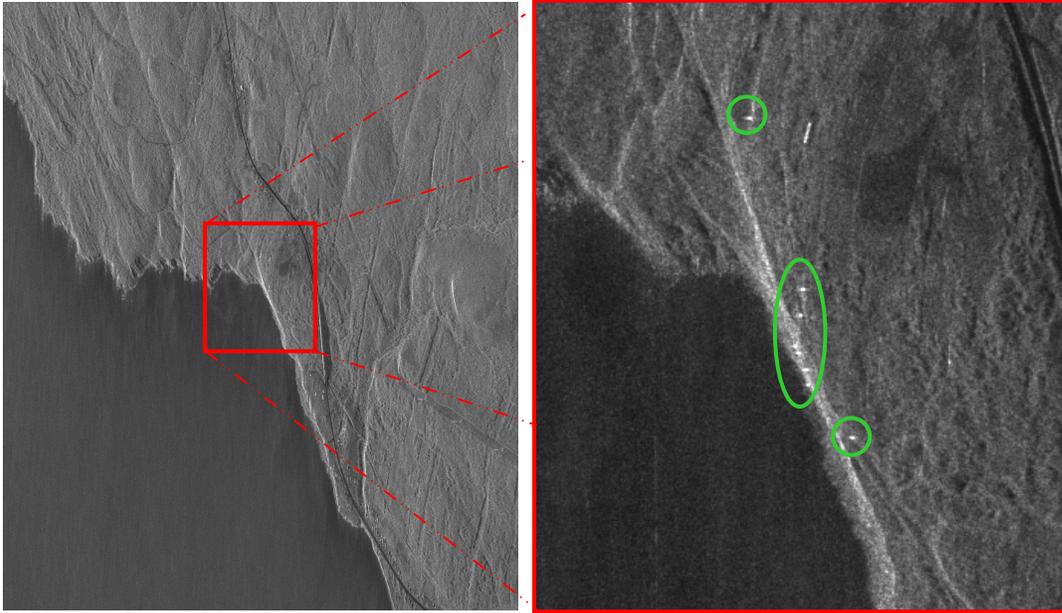


Figure 12. RADARSAT-2 SPOTLIGHT SLA-76 SAR stack averaged data in slant range geometry acquired over the Gascons site (Left). Right figure zooms on site where corner reflectors are circled in green. RADARSAT-2 Data and Products © MacDonald, Dettwiler and Associates Ltd. (2009) – All Rights Reserved RADARSAT is an official mark of the Canadian Space Agency.

REFERENCES

- Alasset, P.-J., Poncos, V., Singhroy, V., Couture, R. 2007. InSAR monitoring of a landslide in a permafrost environment: constraints and results. *100th Canadian Institute of Geomatics / 3rd International Symposium on Geo-Information for Disaster Management*, Toronto (ON), May 22-25, 2007, CD-ROM.
- Bourque, P.-A. and Lachambre, G. 1980. *Stratigraphie du Silurien et du Dévonien basal du sud de la Gaspésie*. Rapport ES-30, Direction de la géologie, Direction générale de la recherche géologique et minérale, Ministère de l'énergie et des ressources du Québec, 123 pages.
- C-CORE 2007. *Satellite monitoring of permafrost instability – Validation, evaluation and evolution*. Report R-07-018-402 v.2.0. Prepared for European Space Agency, 92 pages.
- C-CORE 2006 *Radar reflector assemble guide*. Draft report R-06-018-402, 11 pages.
- Cloutier, C., Locat, J., Couture, R., Lord, P.-É. et Pedrazzini, A. 2010. Caractérisation des instabilités côtières dans le secteur de Port-Daniel-Gascons, Gaspésie, Québec. *Proc. 63rd Canadian Geotechnical Conference*, Calgary (AB), Sept. 2010, 8 pages.
- Colesanti, C. and Wasowski, J. 2006. Investigating landslides with space-borne Synthetic Aperture Radar (SAR) interferometry, *Engineering Geology*, 88 (3-4): 173-199.
- Couture, R., Riopel, S., Poncos, V., Hawkins, R.K., Murnaghan, K.P and Singhroy, V. 2007. Unstable Permafrost Slope Monitoring Using Permanent Scatterers Interferometry, Mackenzie Valley, Canada's Northwest Territories. 2007. *Proc., 1st International Circumpolar Conference on Geospatial Sciences and Applications, IPY GeoNorth 2007*, Yellowknife (NT), August 20 to 24, 2007, CD-ROM, 10 pages.
- Danisch, L., Bond, J., Patterson, T., Cloutier, C., Lord, P.-E., and Locat, J. 2010. Integration of SAA technology for coastal rock slope movement monitoring at Gascons, Gaspé Peninsula, Québec, Canada. *Proc. 63rd Canadian Geotechnical Conference*, Calgary (AB), Sept. 2010, 8 pages.
- Froese, C.R., Poncos, V., Skirrow, R., Mansour, M. and Martin, D. 2008. Characterizing complex deep seated landslide deformation using corner reflector InSAR (CR-InSAR): Little Smoky Landslide, Alberta. In: J. Locat, D. Perret, D. Turmel, D. Demers & S. Leroueil (eds), *Proceedings of the 4th Canadian Conference on Geohazards: From Causes to Management*, Presses de l'Université Laval, Québec (QC): 287-294.
- Froese, C.R., Poncos, V., Murnaghan, K.P., Hawkins, R.K., Skirrow, R., and Singhroy, V. 2009. Integrated Corner Reflector InSAR, SI and GPS Characterization of Complex Earth Slide Deformations, Little Smoky River, Alberta. *Proc., European Geosciences Union*, 1 page.
- Hawkins, R.K., Murnaghan, K.P., Couture, R., Dyke, L., Riopel, S., Sladen, W., Froese, C. and Poncos, V. 2007. *Radar reflectors for interferometry – size, stability, and location selection requirements for natural hazards*. CCRS-TN-2006-009.10.doc, CCRS Internal report, 81p.
- Locat, J., Cloutier, C., Couture, R., Danish, L., Gravel, S., Jaboyedoff, M., Jacob, C., Lord, P.-E., Pedrazzini, A., Charbonneau, F., and Singhroy, V. 2010. An integrated mass movement monitoring system for landslide hazard assessment at Gascons, Gaspé Peninsula, Québec. *Proc. 63rd Canadian Geotechnical Conference*, Calgary (AB), Sept. 2010, 8 pages.
- Locat, J. and Couture, R. 1995a. *Analyse de la Stabilité du Massif Rocheux au Millage 30.5, Division de Chandler, Anse-aux-Gascons, Gaspésie, Québec - Rapport Final*, Rapport GREGI 95-01, janvier 1995, 38 pages.
- Locat, J. and Couture, R. 1995b. *Analyse de la Stabilité d'un Talus Rocheux à l'Anse-aux-Gascons, Gaspésie, Québec. Proc., 48th Canadian Geotechnical Conference*, Vancouver, British Columbia: 885-892.
- Lord, P.-E., Locat, J., Cloutier, C., Pedrazzini, A. et Jaboyedoff M. 2010. Télésurveillance des mouvements de terrains au site de Gascons, Gaspésie, par couplage d'observations satellitaires et terrestres. *Proc. 63rd Canadian Geotechnical Conference*, Calgary (AB), Sept. 2010, 8 pages.
- Nichol, J., and Wong, M.S. 2005. Satellite remote sensing for detailed landslide inventories using change detection and image fusion. *International Journal of Remote Sensing*, 26 (9): 1913-1926.
- Singhroy, V. 2008. Satellite remote sensing applications for landslide detection and monitoring (chap. 7) In *Landslide Disaster Risk Reduction*. Kioji Sassa and Paolo Canuti (eds), Springer, Berlin: 143-158.
- Singhroy, V. 2005. Remote Sensing for Landslide Assessment (Chapter 16), In *Landslides Hazard and Risk*, Glade Anderson and Crozier (eds), Wiley Press: 469-49.
- Singhroy, V., Alasset, P.J., Couture, R. and Froese, C. 2008. InSAR monitoring of landslides in Canada. *Proceedings IEEE-IGARSS08*, Boston (MA): 202-205.
- Singhroy, V. and Molch, K. 2004. Characterizing and monitoring rockslides from SAR techniques. *Advances in Space Research*, 33 (3) : 290-95.
- Tralli, D.M., Blom, R.G., Zlotnicki, V., Donnellan, A. and Evans, D.L. 2005. Satellite remote sensing of earthquake, volcano, flood, landslide and coastal inundation hazards. *ISPRS Journal of Photogrammetry & Remote Sensing*, 59: 185-198.

Integration of SAA technology for coastal rock slope movement monitoring at Gascons, Gaspé Peninsula, Québec, Canada.



Lee Danisch and Terry Patterson
Measurand Inc., Fredericton, NB, Canada
Catherine Cloutier, Pierre-Etienne Lord, and Jacques Locat
Université Laval, Québec, QC, Canada
Jason Bond
Gemini NavSoft Technologies Inc., Fredericton, NB, Canada

ABSTRACT

This paper describes deployment and automated data delivery for a diverse range of sensors, including arrays of MEMS (micro electromechanical system) sensors, at a rocky site in Québec. Sensed quantities include weather, crack movement, tilt, and pore water pressure. Articulated MEMS arrays called ShapeAccelArrays (SAAs), have also been installed and are being evaluated for measuring deformations in rocky terrain.

RÉSUMÉ

Cet article décrit le déploiement et la surveillance automatisée d'une série de capteurs, incluant des chaînes des capteurs MEMS, à un site rocheux, au Québec. L'acquisition comprend l'ouverture des fissures, la météo, l'inclinaison, et les pressions d'eau. Des chaînes de capteurs articulés à base de MEMS, appelés ShapeAccelArrays (SAAs), ont aussi été installées pour valider leur application pour mesurer les déformations du terrain rocheux.

1 INTRODUCTION

Miniaturized electronics and digital processors embedded within arrays of sensors have greatly increased the number of measurement points that can be deployed within a geographical area of interest. Communication bandwidth has also increased, making it possible to move large amounts of data in near-real-time from remote sites with or without wires.

This paper describes the deployment of geotechnical sensors on the Gaspé Peninsula in Quebec, Canada, near the municipality of Port-Daniel-Gascons. The sensors monitor a railway line hugging the southern coastline of the peninsula. The rails are underlain, and overshadowed from up-slope, by sedimentary rocks, fractured in many places. The most active part of the site is shown in Figure 1. The geology and geotechnology of the site are described in papers presented in the proceedings of this conference (Cloutier et al. 2010 and Locat et al. 2010).

In October, 2009, instrumentation was installed to monitor various atmospheric, surface and sub-surface points to track deformation over long time periods. The installation has the potential to improve safety at this site, and provides a testbed for technologies that could be of importance at other locations. This paper describes the type of data being measured, and its delivery.



Figure 1. Railway near the municipality of Port-Daniel-Gascons.

2 SENSORS

Figure 2 shows the major features and sensor locations at the “Gascons” site. A single pair of rails hugs the coast, with the Baie des Chaleurs of the Atlantic Ocean approximately 63 m below at the bottom of a cliff. A hill rises above the tracks to an elevation of more than 100 m.

The full complement of sensors is shown in Table 1.

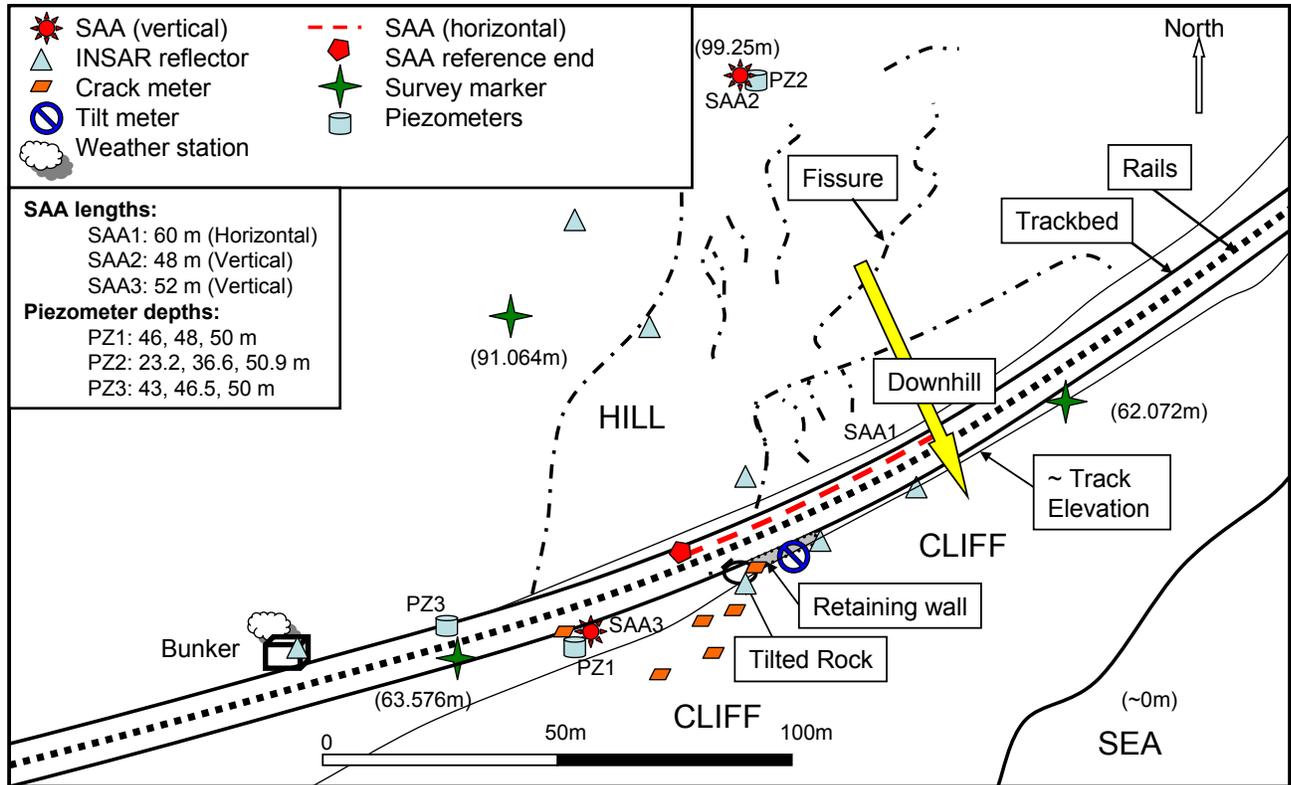


Figure 2. Placement of sensors.

Table 1. Sensor details (Qty = Quantity).

Category of Sensor	Qty	Interface	Length m	Total Number of Sensors (including Temperature)	Measure	Auto-Logging
SAA (vertical)	1	RS485	52	325	3D Deformation	Yes
SAA (vertical)	1	RS485	48	300	3D Deformation	Yes
SAA (horizontal)	1	RS485	60	375	2D Deformation	Yes
Crack meter	6	Vibrating Wire		20	1D Deformation	Yes
Piezometer	9	Vibrating Wire		18	Pore Press.	Yes
Tilt meter	1	Vibrating Wire		1	Inclination	Yes
Precipitation	1	DIO		1	Rainfall	Yes
Atm. Temperature	1	A/D		1	Temperature	Yes
Atm. Pressure	1	A/D		1	Air Pressure	Yes
Anemometer	1	DIO		1	Wind Speed	Yes
Inclinometer casing	1	manual	60		3D Deformation	No
Extensometer anchor	30	manual			1D Deformation	No
INSAR reflector	8				Deformation	No
LIDAR survey					Elevation	No
GPS	1	manual			Reflector Pos.	No
Total	63		220	1043		

The sensors marked “Auto-Logging” are connected to a data logger in a bunker (“Bungalow” in Figure 2). The bunker has 120VAC power and a phone line. An uninterruptible power supply (UPS) protects against power outages.

One of the six vibrating-wire crack meters is shown in Figure 3.



Figure 3. Crack meter (shown before installation was completed).

3 MEMS ARRAYS

Many of the sensors are conventional geotechnical instruments. The three SAAs (Danisch et al., 2005, Bond et al., 2009) are arrays of MEMS (Micromachined ElectroMechanical System) sensors. An SAA is shown in Figure 4. SAAs are used to measure deformation in a manner similar to in-place inclinometers, but at many more points and with greater ability to withstand large deformations. The large number of sensors in each array is indicated in column 5 of Table 1.

SAA technology grew out of earlier work on high-sensor-density arrays using fiber optic bend and twist sensors (Danisch et al., 1998). In the prior-art “ShapeTape” technology, bend and twist along a ribbon-shaped path were measured to determine 3D shape of the path. For SAA technology, two-degree-of-freedom (2DOF) inclinations are measured along a path constrained not to twist.

MEMS accelerometers in each segment of an SAA are used to measure the inclinations of the segments. This gravity-referenced measurement is much more stable and accurate than would be possible using fiber optic bend and twist sensors to measure local angles without an overall reference field. In contrast to conventional arrays of inclinometers, the SAAs use mechanical constraint of torsion within the array rather than from an external grooved casing, and provide hundreds of measurement points in a self-contained array that rolls up on a reel for storage or transport.

Each SAA has rigid segments 50 cm long (See Figure 4), each containing three orthogonal MEMS accelerometers. 30 cm segments are also available. In-array microprocessors at 8-segment intervals, with associated analog-to-digital converters, digital temperature sensors, and multiplexing circuitry provide

for digital transmission of 24, 16-bit tilts and one 12-bit temperature from each group of 8 segments.



Figure 4. Left: SAA on reel. Right: SAA rigid segments connected by joints that resist twist. Segments hold MEMS accelerometers, microprocessors, and electronics.

Special joints between the segments minimize torsion and allow for up to 90 degrees of bend from segment to segment. The non-torsion joints make possible a calculation of 3D rotation at each joint, using just two Tilts. The rotations are used to calculate a 3D polyline representing the shape of the array (if none of the segments is closer than 30 degrees to horizontal). In the near-horizontal case, different mathematics are used in the calculation algorithm, yielding a 2D polyline. All calculations, including compensation for temperature, sensor offsets, and sensor gains, are done automatically in software, using factory calibration files.

MEMS arrays are installed in PVC electrical conduit with an inner diameter of 27 mm. In vertical installations, SAA joints swell slightly under in axial compression, which results from the weight of the array after installation. This snugs the array into the conduit. In vertical installations, the conduit is grouted into a borehole, cased or not. In horizontal installations, the conduit may be buried in a trench.

In this installation, 3 m sections of conduit were glued and taped over the arrays and then the conduit with array inside was either fed into a borehole and grouted in (Figure 5), or buried in a trench (Figure 6).

The principle is the same for SAAs or for conventional in-place inclinometers: the conduit or casing is grouted in so that it will bend in response to soil movement. The rigid segments tilt in response to bends. The conduit is approximately 20 times less stiff than 80 mm inclinometer casing. The SAA requires no grooves to maintain torsional alignment.



Figure 5. Vertical installation of SAA already inside PVC conduit.



Figure 6. Horizontal installation of MEMS array inside PVC conduit in a trench in the rail bed.

4 LOGGING

The automated sensors are all connected to a single Campbell Scientific CR1000 data logger (Campbell Scientific, 2010). The logger and associated equipment are shown in Figure 7.

Some of the cable runs exceed 200 m, but in all those cases the communication is either by vibrating

wire (VW) interface or RS485 serial communication (see Table 1). Precipitation, atmospheric temperature, atmospheric pressure, and wind speed sensors, which are located near the logger, use pulse counting and analog voltage interfaces.

Multiplexers (MUX's) direct pulse excitation to each of the VW sensors. A VW interface performs Fast Fourier Transform analysis of the vibration frequency of each transducer to infer the sensor value (displacement or pressure).

Each MEMS array is connected to a serial port of the logger through an "SAA232" converter. Each converter enables a port on the logger to communicate with a MEMS array using RS485 protocol. The SAA232 also provides control of power to the SAA, and surge protection. An SAA is only powered if the serial port is active. Each in-array microprocessor in the SAA has a unique address, and is interrogated by the logger for its 25 sensor values. This is done up to 1000 times for each microprocessor, to obtain average raw data values with minimal noise (less than $10\mu\text{G}$). In this installation, the logger saves only the averaged data, not all the samples, to conserve memory.

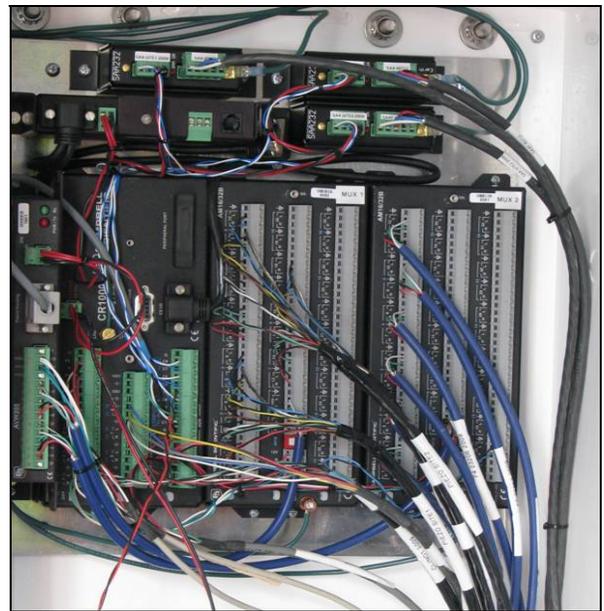


Figure 7. Logger with MUX's, VW interface, modem, and SAA232 converters.

5 COMMUNICATION

At this site a telephone line was available, so a wired modem was used. The logger will also work with a wireless connection to the cell telephone data network through a "cellnet" modem. In both cases, the logger is available for interrogation through an IP address on the internet.

The logger is interrogated using Loggernet software (Campbell Scientific, 2010). The interrogation results in a download of all data held in the logger, or any desired

portion. It is also possible to change the data collection program in the logger over the internet connection.

6 SOFTWARE

The logger is programmed for data collection using CR Basic (Campbell Scientific, 2010), which has functions for all the conventional sensors. The CR Basic program is compiled, resulting in a data collection program held in non-volatile memory in the logger, for acquiring data from the sensors. Subroutines for interrogating SAAs through the CR1000 have been developed by the manufacturer of SAA (Measurand, 2010).

Data collection from an SAA requires an “include file” during compilation. This file contains background subroutines and parameters (such as serial numbers of the in-array microprocessors, serial port assignments, and number of samples to average) that simplify programming. When compilation is complete, the logger contains a data collection program for acquiring data from all the attached sensors at programmed intervals.

Data from the conventional sensors such as piezometers and crack meters can be converted to engineering units either in the logger or in Loggernet software operating on raw data.

The large amount of data from the MEMS arrays requires post-processing of the raw data. This is done using SAACR_raw2data software (Measurand, 2010). The post-processing can be carried out automatically by using Loggernet to make a command-line call to the post-processing software.

The three arrays produce X, Y, and Z values from 320 locations, 365 times a year. SAA3D viewer software (Measurand, 2010) is used to show the data as colored surfaces (colors are keyed to deformations) or more-familiar “SI” style curves. Data may be exported to other applications in ASCII or Matlab format.

7 DATA

Continuous data acquisition from SAA sensors started in January 2010, with an acquisition rate of one reading per day. The two vertical SAA strings were put in place to help determine the positions of failure planes at two locations. The horizontal SAA was set next to the railroad track to monitor deformation of the railroad ballast. Long-term repeatability of SAA is approximately $\pm 1.5\text{mm}$ per 30m (Dukuze, 2010, Rollins, 2009). Conclusions based on deformations below that level should be avoided.

In the analysis of the following data, one has to remember that the overall failure mechanism involves planar, and/or toppling, failure mechanisms in well-stratified sedimentary rocks. Any vertical path is likely to intercept multiple failure planes.

7.1 Vertical SAAs

Two vertical SAA strings were installed at locations “SAA2” and “SAA3” in Figure 2, and the results are shown in Figures 8 and 9. Near SAA3, a biaxial inclinometer was installed down to a depth of 60m to enable comparison of both methodologies. For both sites, when drilling was done, core data were acquired, including core recovery (%) and RQD (Rock quality Designation).

At SAA3 (Figure 8) the absolute cumulative displacement near the top, was about 5mm while nearby extensometer data indicate a displacement less than 2 mm. By inspection of Figure 8, there seems to be significant shift in the displacement data (although close to the accuracy limit of the instrument) at the depth of about 20m. Below that depth there are other steps but since they are less than 3 mm in magnitude, they are not considered yet as potential failure surfaces. Toward the surface, the RQD profile in Figure 8 shows some significantly low RQD values above the depth of 20m.

At SAA2 (Figure 9), the absolute displacement near the top is about 8 mm, and displacements are significant down to a depth of 23 m. Another significant shift in the displacement data is also seen here at a depth of 14 m. The nearby extensometer data indicate a cumulative displacement of about 5 mm. The RQD data from this borehole show a possible transition near that depth. The estimated depth of failure here is close to the estimated one at SAA3.

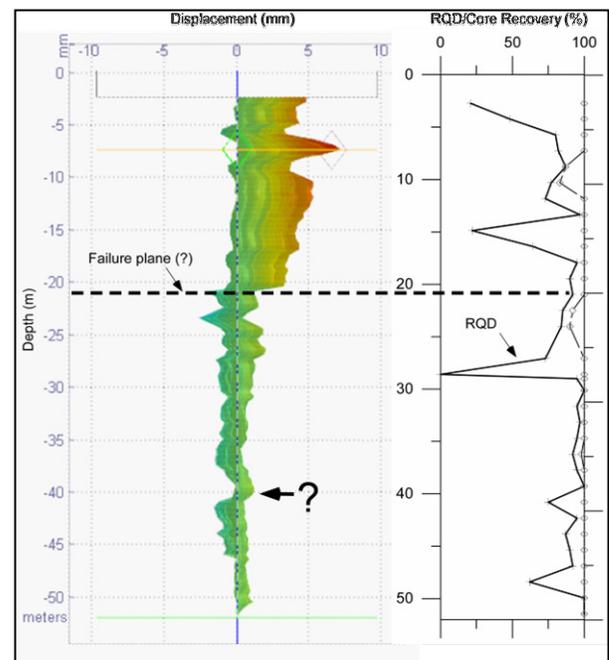


Figure 8. SAA displacements, RQD and Core Recovery profiles at SAA3 (south of tracks). The lower “?” indicates a possible incipient failure surface.

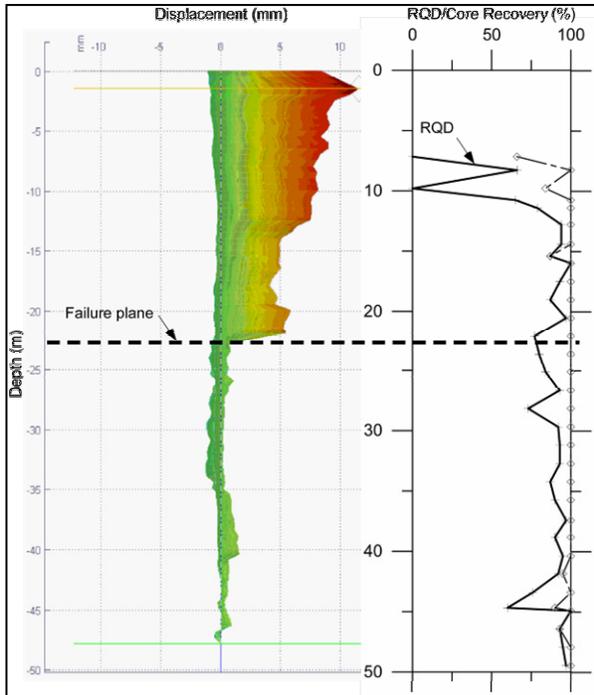


Figure 9. SAA displacements, RQD and Core Recovery profiles at SAA2 (north and above tracks).

In the future, some attention will be devoted to a situation which appears to be developing between depths of 6 and 11 m in SAA3 (Visible in Figure 8). Analysis of the situation indicates it could possibly reflect a vertical compression of that portion of the SAA and casing, with lateral deformation allowed by the low RQD in that region, and the flexibility of the narrow casing (27 mm inside diameter). The sine shape has an amplitude of approximately ± 5 mm laterally, distributed over approximately 5 m. Z data over that range of depths shows a differential vertical compression of about 0.2 mm, shown in Figure 10.

At the time of writing, the slope displacements measured using SAA sensors are just becoming large enough to represent significant measurements. The actual data on movement direction are still unclear at this time and are not commented on here.

7.2 Horizontal SAA

Data from the horizontal SAA (“SAA1” in Figure 2) show an overall decrease (or settlement) relative to the western end of the string. The profile is given in Figure 11 and its detailed location in Figure 12. The SAA string has been put in place over a sand layer and partly disturbed ballast so that the absolute

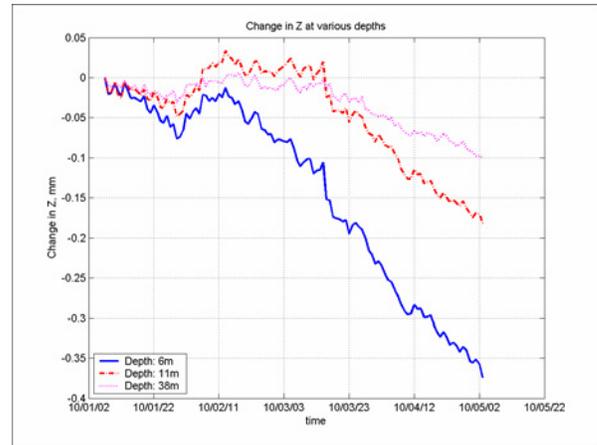


Figure 10. Possible vertical compression measured by SAA between 6 and 11m depth.

displacement seen in Figure 11 could be largely due to the settlement of this material.

Still, it is interesting to note that there is a sharp change in the settling of the SAA string starting 20 m east from the reference end of the SAA. This is at a point corresponding more or less to the beginning of a large block inclined toward the east, i.e. in the direction where the maximum settlement (about 18 mm) is observed. The closest crack meter which is aligned to the large block (“F1” in Figure 12, and also shown in Figure 3) experienced a significant decrease in displacement at the same time as the settlement captured by the SAA horizontal string 40 m east along its length (Figure 13). This would suggest that the movement of the ballast may be partly influenced by movements of the underlying bedrock.

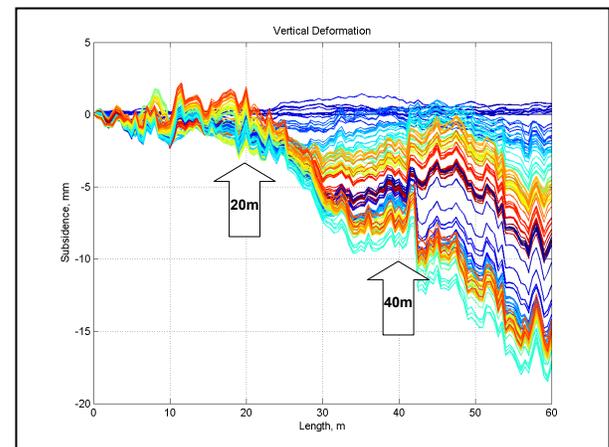


Figure 11. Settlement profile from horizontal SAA1. “20m” and “40m” are distances along the SAA, referred to in the text.

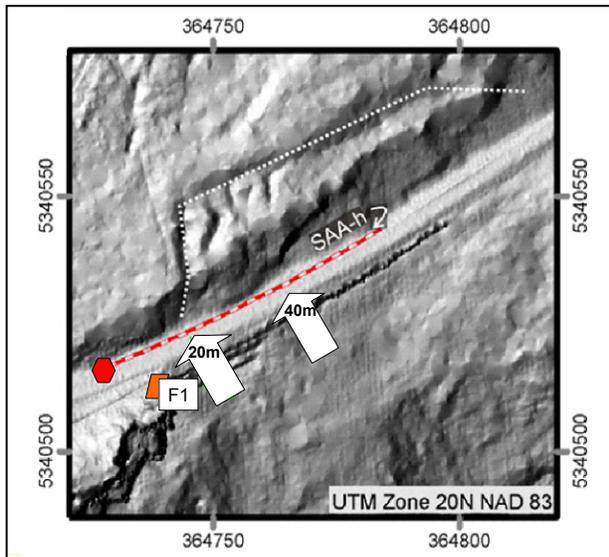


Figure 12. Horizontal SAA (dashed line) and crack meter F1, showing distances also indicated in Figure 11. The west reference end of the SAA is marked. The dotted line emphasizes a large block.

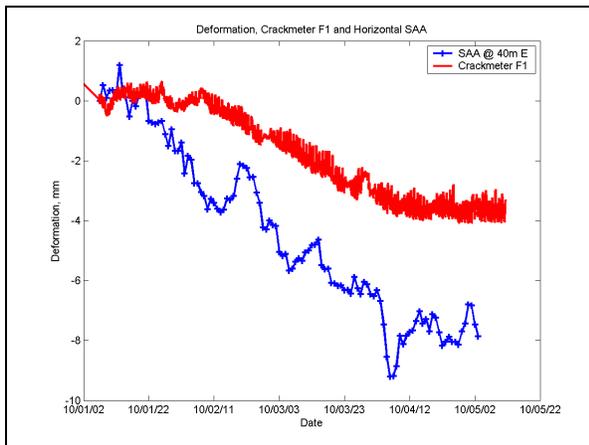


Figure 13. Deformations from crack meter F1 and horizontal SAA.

8 EXAMPLE FROM ANOTHER SITE

Data from a site in Minnesota with more dramatic movement are shown in Figure 14 (A and B views) and Figure 15 (A vs. time at -6 m). The collapse of a roadway at the site, which involved deformations exceeding 2 m vertical and 2 m lateral, is shown in Figure 16.

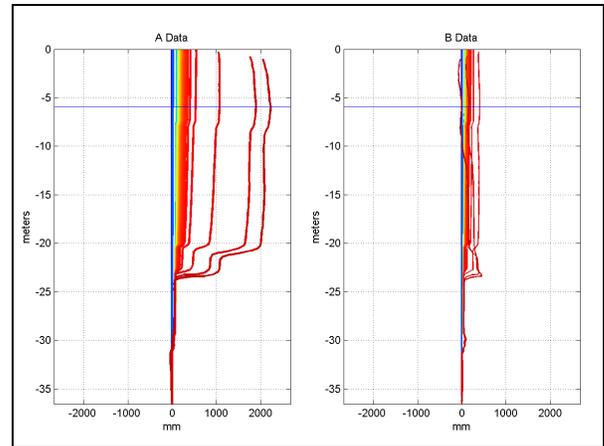


Figure 14. A and B data from Minnesota landslide site.

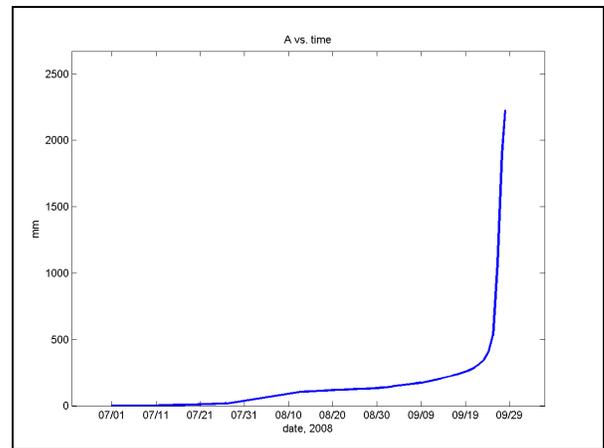


Figure 15. A data vs. time for Minnesota landslide site.



Figure 16. Minnesota site after a major slide.

In this case the sharply increasing shear rate was picked up by two nearby SAAs down-slope from the roadway at least 10 days before the event. Highway traffic was diverted before the collapse, based largely on the data from the SAAs. It is noteworthy that almost

two years after the event, the two SAAs are still functioning.

The Minnesota site is supported by clay rather than rock, but the Minnesota example demonstrates that monitoring can be successful in avoiding the disastrous effects of landslides.

The instrumentation for the Minnesota site and a detailed description of the slide are reported by Dasenbrock (2010).

9 CONCLUSIONS

Extensive instrumentation has been installed to monitor an active rock slide in Québec. Over 1000 active sensors are deployed on and below the surface, including MEMS deformation arrays, piezometers, crack meters, a tilt meter, and a weather station. Data from all active sensors are acquired autonomously by a logger at the remote site, and can be collected using the internet. The site also has passive INSAR corner reflectors with attachments for GPS measurements, extensometer anchors, inclinometer casing, and survey markers which provide additional deformation data.

The site will be monitored for at least several years to gain a better idea of magnitude and location of geotechnical movement, with objectives of improved safety at the specific site, and to act as a test bed for new geotechnical instruments and methods of analysis.

ACKNOWLEDGEMENTS

The writers would like to acknowledge the support of the Ministère des transports du Québec, Transport Canada, the Ministère de l'éducation des loisirs et des sports du Québec, and the Canadian Space Agency. The writers also thank Conférence Régionale des Élués -Gaspésie-Îles-de-la-Madeleine, and the Société du Chemin de fer de la Gaspésie for their generous cooperation, and GKM Consultants, Inc. for a valuable training session concerning Campbell Scientific loggers.

REFERENCES

- Bond, J., Danisch, L., Fletcher, J. 2009. An evaluation of ShapeAccelArray (SAA) performance for dam monitoring, *62nd Canadian Geotechnical Conference proceedings*, 8 pp.
- Campbell Scientific 2010. Data logger overview, http://www.campbellsci.ca/Download/Dataloggers_B_r.pdf, accessed May 20.
- Cloutier, C., Locat, J., Lord, P.-E., Couture, R. 2010. Caractérisation des instabilités côtières dans le secteur de Port-Daniel-Gascons, Gaspésie, Québec, *63rd Canadian Geotechnical Conference proceedings*, 8 pp.
- Danisch, L., Englehart, K., Trivett, T. 1998. Spatially continuous six degree of freedom position and orientation sensor, *Fiber Optic and Laser Sensors and Applications*, SPIE Conf. 3541A, Boston, MA, 48-56.
- Danisch, L., Lowery-Simpson, M., Abdoun, T. 2005. Shape-acceleration device and method, US Patent 7,296,363, June 22.
- Dasenbrock, D. 2010. Automated landslide and instrumentation programs on US Route 2, *Proceedings of the University of Minnesota 58th Annual Geotechnical Engineering Conference*, St. Paul, 26 February, pp. 165-185.
- Dukuze, A., Danisch, L., Bond, J., Dawe, J. 2010. Post-tensioned R/C composite bridge slab: experimental assessment with ShapeAccelArray, Orlando, FL, April 8-9, 10 pp.
- Locat, J., Cloutier, C., Lord, P.-E., Therrien, P., Jacob, C., Nadeau, A., Couture, R., Charbonneau, F., Murnaghan, K., Singhroy, V., Danisch, L., Jaboyedoff, M., Pedrazzini, A., Gravel, S. 2010. An integrated mass movement monitoring system for rockslide hazard assessment at Gascons, Gaspé Peninsula, Québec: An Overview, *63rd Canadian Geotechnical Conference proceedings*, 8 pp.
- Measurand 2010. Website: <http://www.MeasurandGeotechnical.com>, accessed May 20.
- Rollins, K., Gerber, T., Cummins, C. 2009. Monitoring displacement vs. depth in lateral pile load tests with shape accelerometer arrays, *17th International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering*, Alexandria, Egypt, Oct. 5-9, 5 pp.

An integrated mass movement monitoring system for rockslide hazard assessment at Gascons, Gaspé Peninsula, Québec: An Overview



J. Locat, C. Cloutier, P.-E. Lord, and P. Therrien,
Laboratoire d'études sur les risques naturels, Université Laval, Québec, Canada
C. Jacob, A. Nadeau,
Ministère des transports du Québec, Québec, Canada
D. Hébert,
Transport Canada, Ottawa, Canada,
R. Couture, F. Charbonneau., V. Singhroy, and K. Murnaghan
Natural Resources Canada, Earth Sciences Sector, Ottawa, Ontario, Canada
L. Danisch,
Measurand Inc., Fredericton, New Brunswick, Canada,
M. Jaboyedoff, A. Pedrazzini
Institute of Geomatics and Analysis of Risk, Université de Lausanne, Lausanne, Switzerland,
S. Gravel,
AcroCanada, Québec, Canada

ABSTRACT

An integrated mass movement monitoring system including ground and satellite observations has been developed for an active coastal rockslide at Gascons, in the Gaspé Peninsula, Québec, which is threatening a railroad. The monitoring system has been put in place in order to understand the various types of movements in an attempt to develop both warning criteria and risk assessment scenarios to be considered as part of a risk the management plan for the Gascons site.

RÉSUMÉ

Un projet intégré de suivi sur le terrain et par satellite a été développé pour un glissement rocheux côtier dans la région de Gascons en Gaspésie lequel présente une menace pour la voie ferrée du secteur. Le système de suivi a été mis en place afin de pouvoir comprendre les mouvements du massif rocheux et ainsi développer à la fois des critères d'alerte et une analyse du risque qui seront intégrés à la gestion du risque pour cette portion de la voie ferrée dans la région de Gascons.

1 INTRODUCTION

The railroad between Matapedia and Gaspé has recently been acquired by local municipalities with the financial support from Provincial and Federal governments as part of an effort to support the socio-economic development of the Gaspé Peninsula. A portion of the railroad, near Port-Daniel-Gascons (mile 30.5 of the Chandler division, Figure 1) is known to present various signs of mass movements. Previous studies at Gascons (Locat and Couture 1995a and b) revealed the presence of open fissures involving a rockslide of about 0.5 Mm³.

The Gascons site is located along a coastline formed in sedimentary rocks of Silurian age consisting mainly of alternating beds of limestone, shale, conglomerate and less frequently sandstone (Bourque and Lachambre 1980). Most of the rockslide is taking place within the l'Anse-à-Pierre-Loiselle Formation (Fig. 1).

Mass movements observed in this sector are first caused by coastal erosion which locally triggers smaller planar and toppling failures that eventually transfer the

instability to the upper part of the slope which is failing more or less along the bedding plane in a sort of rotating planar failure (see Cloutier et al. 2010 and Lord et al. 2010 for more details). It is interesting to point out here that the railroad was constructed around 1920 and little fissures are apparent on a 1933 aerial photograph of the sector above the railroad (Locat and Couture 1995a). Extensometer data obtained in 1993-1994 for the Petit-Massif (zone II in Fig. 3) indicated that the movements of a large block facing the ocean near the railroad were at about 0.3 to 0.4 mm/d which indicated that this part of the slope was about to fail in the near future (Locat and Couture 1995a). It did fail four years later in July 1998.

In order to contribute to the safe operation of the railroad, the Gascons project (2009-2013) was initiated. It has been designed using experiences at various sites in Canada such as Turtle Mountain slide (Moreno and Froese 2009), Acknes rockslide in Norway (Ganerød et al. 2008, Oppikofer et al. 2009), and rockslides in Switzerland (Sartori et al. 2003, Rouiller et al. 2004).

This paper presents the various objectives of the project, the instrumentation installed during the fall of 2009, the acquisition system and the proposed approach for slide monitoring and warning strategy. Since for most of the partners of the Gascons project the data acquisition is quite recent, many aspects will be presented with greater details at the time of the conference.

2 OBJECTIVES

2.1 Operational objectives

Operational objectives are considered here as those that will be directly implemented as the main outcome of the Gascons project. These are:

1. Setting up of a near real time monitoring system of slope movements monitoring;
2. Qualitative and quantitative analysis of various hazards and risks associated with mass movements at Gascons.

It is believed that these two objectives will help managing the risk associated to mass movements in this portion of the railroad. The monitoring system put in place to support the risk management effort has an expected life time of 20 years.

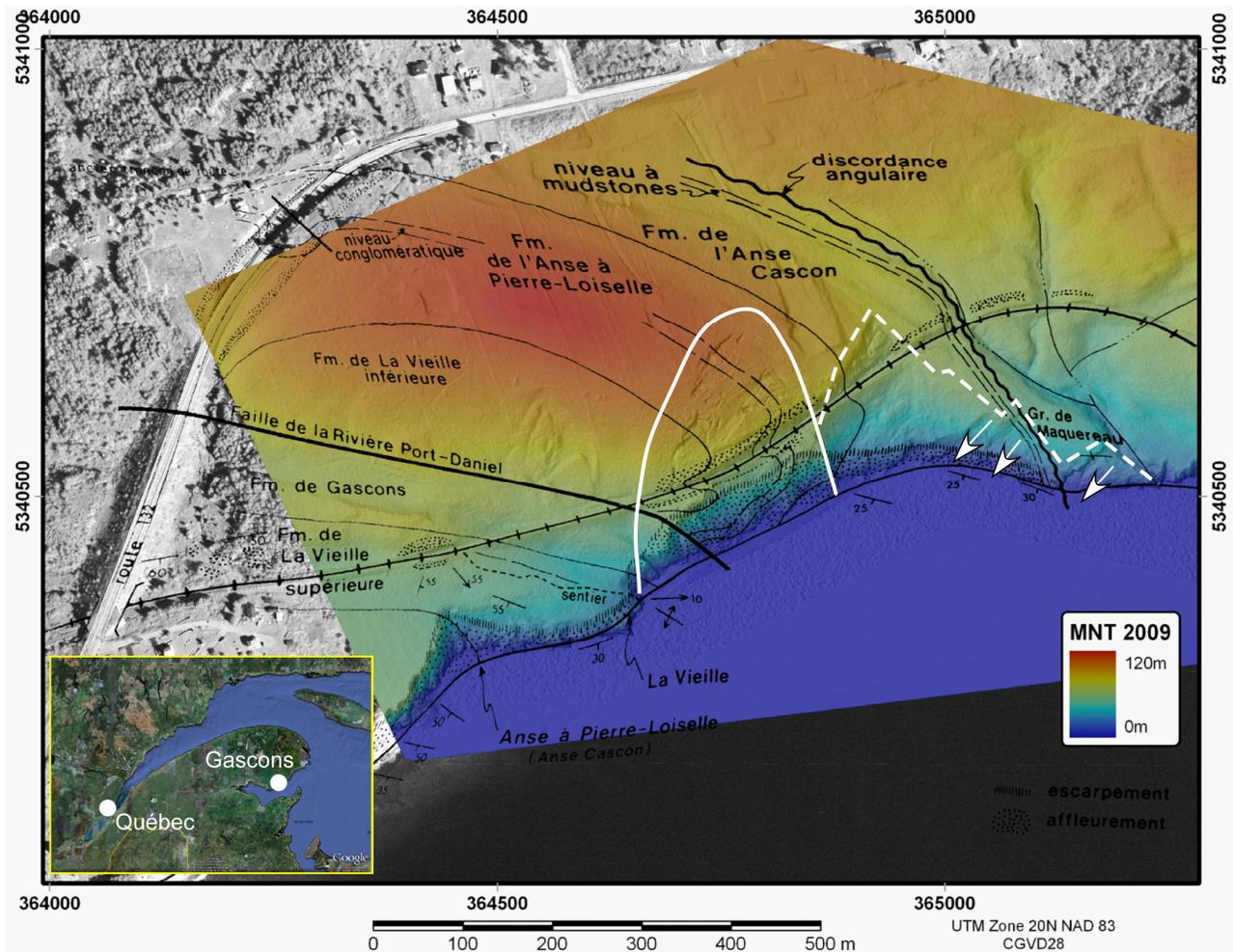


Figure 1. The Gascons study area showing the active slide sector (white line) and an older (dashed line) mass movement sector including more recent events shown by the white arrows. The geological information is from Bourque and Lachambre (1980). Here, the 2009 aerial LiDAR image has been draped over an aerial photograph.

2.2 Scientific objectives

In addition to the operational objectives mentioned above, the Gascons project offers a unique opportunity to address the following scientific objectives:

1. Validate the use of the *Shape Accel Array* (SAA) method for monitoring rock mass movements and railroad ballast deformations;
2. Develop warning criteria (displacement, speed, acceleration) adapted to the Gascons site;

3. Develop an integrated monitoring system of a rockslide as a tool for real time assessment of causes and consequences of mass movements;
4. Integrate slope deformation monitoring by coupling crackmeter/extensometer data, SAA method, InSAR and LiDAR (terrestrial) using a digital elevation model based on LiDAR surveys (both aerial and terrestrial);
5. Understand the kinematics of the rockslide considering that the main causes of instability are related to coastal erosion, response to groundwater regime changes, and possibly karst development and human activities;
6. Help in the qualitative and quantitative evaluation of the causes and consequences of

mass movements in this region using methods developed by Fell et al. (2005) and Keegan (2007); and

7. Develop an evolutive approach for hazard assessment applied to rockslides which takes into account field observations and their evolution in space and time.

In order to achieve the above objectives, a scientific team has been put together. Preliminary results of the team effort are summarized in papers presented at this conference (Cloutier et al, 2010; Couture et al. 2010; Danisch et al. 2010; Lord et al. 2010).

Table 1. Type, model, dimensions and location of instruments and boreholes (Roman numbers are for each zone shown in Figure 3).

Type	Model	Length (m)	I	II	III	IV	Remarks
Inclinometer	Roctest/Telemac DIS-500	60			1		GEO-LOK 70 mm tubing
Extensometer rods	-	-var	17	-	19		Grouted in place
Tape extensometer	Convex-Ealey	30					
Corner reflectors	Tripod	-	2	1	2	3	See Couture et al. 2010
Piezometers	Geokon 4500	-	3	-	3	3	Vibrating wire
SAA-H, Measurand	SAAF	60			1		50cm spacing for SAA
SAA-V, Measurand	SAAF	48 and 52	1		1		50cm spacing for SAA
Crackmeters	Geokon 4420	0.15 - 0.3		5	1		Vibrating wire, max. extension
Bi-axial tiltmeter	Geokon 6160				1		MEMS
Weather station:							
Rain/snow gauge	Met One 385					1	
Barometer	Met One 092					1	
Relative humidity and temperature	Campbell Scientific HMP45C-10					1	
Wind	Met One 014A					1	Wind is only for speed
Boreholes			2	-	3	1	Diamond drilling
Data acquisition	CR-1000						Using Logger Net

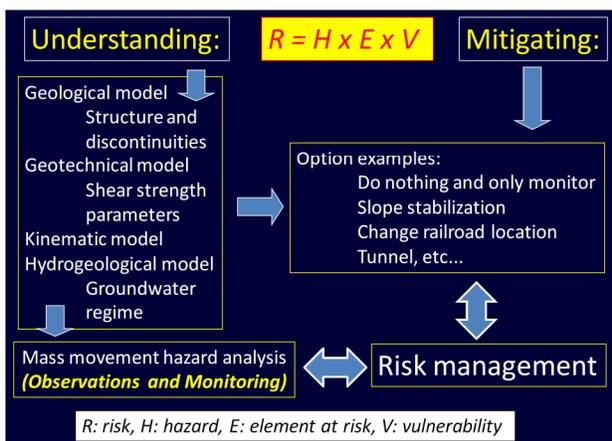


Figure 2. Overall approach for risk management proposed for the Gascons project.

The approach used for the Gascons project is quite typical of many other similar projects (e.g. Turtle Mountain, Froese and Moreno 2007). It is basically addressing two main aspects: (1) understanding and (2) mitigating (Fig. 2), the mitigation components being part of risk management decisions.

Developing an understanding of the various aspects of mass movements requires the development of various models tested against field observations and data analysis. The models are: geological, geotechnical, hydrogeological and kinematic.

The development of the various models requires the best available digital terrain model. To achieve this, the Gascons project involved both aerial and terrestrial LiDAR surveys. The terrestrial survey was conducted in July 2009 while the aerial survey could only be carried out in late October 2009 (Lord et al. 2010). Both surveys were proven to be very significant contributions to our understanding of the morphology of the Gascons site.

Since the Gascons site is an active landslide (i.e. Factor of Safety <1), analytical methods based on static

3 APPROACH

equilibrium analysis are not as relevant for the hazard assessment. Therefore, the analysis must be based on knowledge generated by field techniques providing information on: the stratigraphy, the position of the failure surface, the types of mass movements involved, the role of groundwater and the displacements of the various blocks involved in the slide. This is why the various in situ instruments are put in place not to evaluate the factor of safety of the slope but to understand what affect its kinematics in order to be able to develop warning criteria based on displacement observations and their response to the various contributing factors such as erosion and pore pressure variations.

4 INSTRUMENTATION

The instrumentation selected for this project is summarized in Table 1. The instrumentation has been deployed according to zones of interest. Zone I is located above the railroad right of way and the main interest is to

look at the large planar-like rockslide. Zone II corresponds to the active sea cliff under erosion and where rockfalls occurred in 1998 (Cloutier et al. 2010). Zone III corresponds to the area more or less included within the railroad right of way and zone IV includes the area outside the active slide. These zones of interest and the instrumentation selected also reflect the necessity to be able to track both the short and long term slope movements which velocity will vary greatly as it can be expected by considering the overall slope slow planar failure or local more frequent rockfalls along the cliff.

The position of the various instruments is shown in Figure 3. Most of the instrumentation has been concentrated on the western side where fissures are very well developed and also in the active part of the cliff which has been modified by a local slide in 1998 (Cloutier et al. 2010). In some cases, putting in place the instrumentation required drilling which was also helpful to describe the local stratigraphy and determine local variations in RQD values across the rock mass.

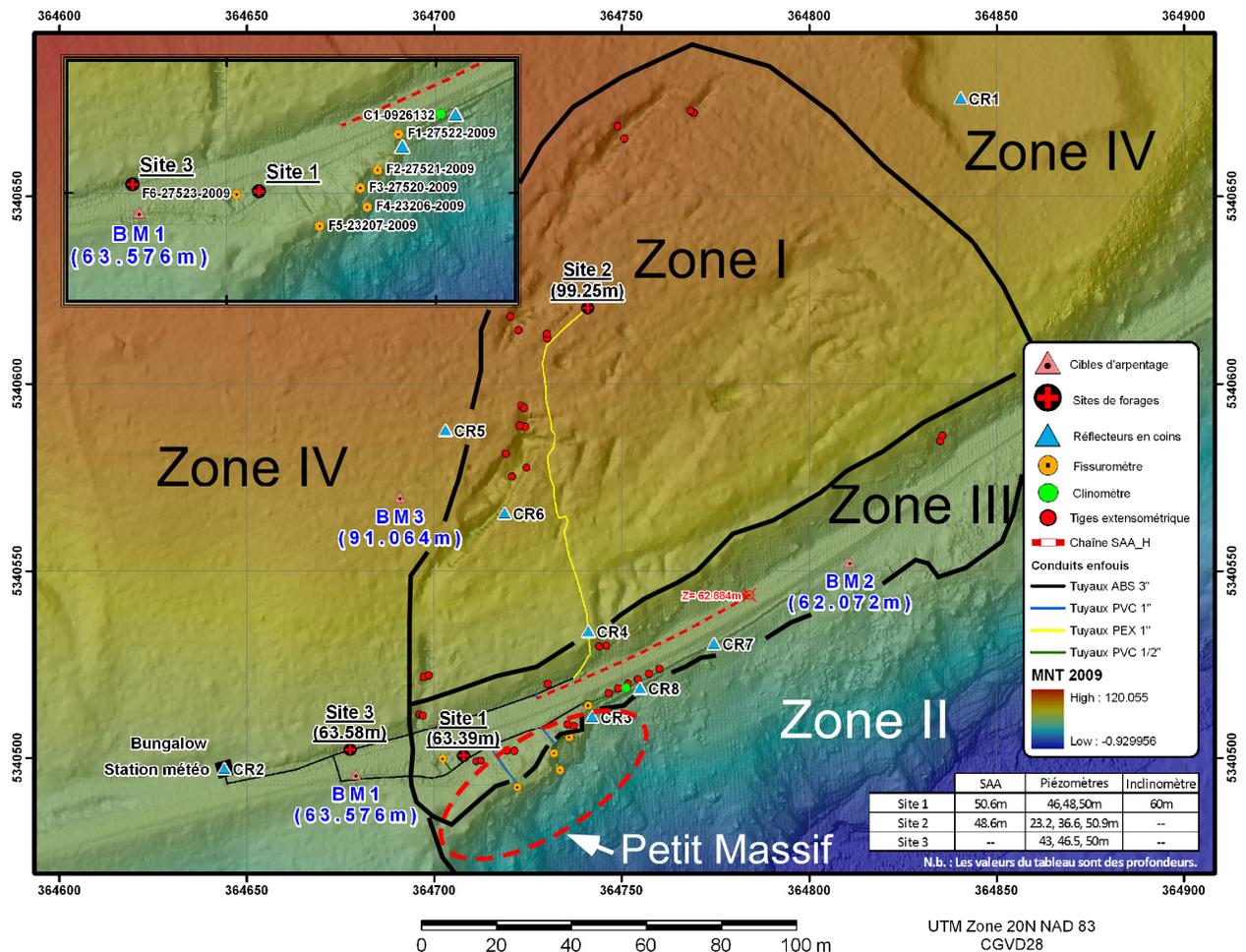


Figure 3. Instrumentation deployed for the Gascons site in the various zones. The insert shows the location of instruments near the cliff and the dashed red ellipse indicates the Petit-Massif area. The terrain model presented here is a combination of both terrestrial and aerial LiDAR surveys in 2009.

Site selection for the various instruments was done using available information on the slide (Locat and Couture 1995a) and also from a site visit in June 2009 (most of the instruments were put in place in late in October 2009). The LiDAR survey could only be done in late October so it was not available at the time when planning and installation of instruments took place.



Figure 4. Emplacement of a 52m long vertical string of SAA sensors at site 1 in zone III (note the required curvature radius needed for inserting the string).

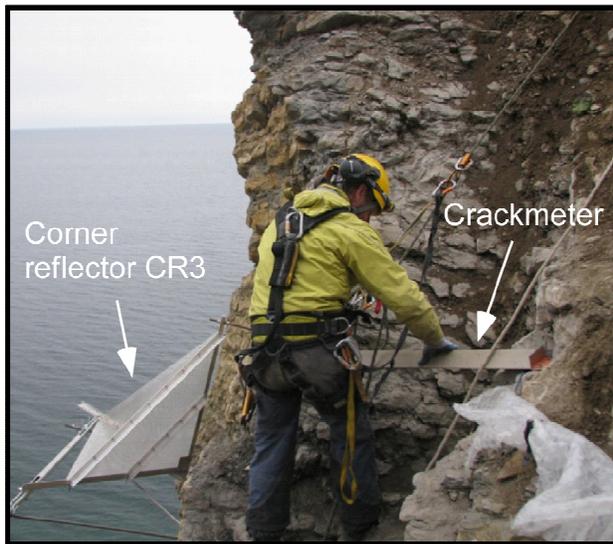


Figure 5. Installation of a protective cover on a crackmeter in Zone II (Petit-Massif).

Another strategic aspect was to make sure that instruments would be installed within and outside the slide area so that the mass movement characteristics could be best captured.

All the electrical instruments were wired up or down to the utility bunker (bungalow in Fig. 3) via a series of PVC and ABS tubes buried about 20cm below the ground surface (see below Fig. 8) to avoid any damage from animals and surface human activities.

4.1 Zone I

Zone I is a partly forested area where very large fissures and depressions are visible on the ground and also from the LiDAR survey (Fig. 3). In this zone, at site 2, in one borehole, three piezometers (depth of 23.2, 36.6, and 50.9m) were installed next to another borehole where a vertical string of SAA was deployed (e.g. Fig. 4; Danisch et al. 2010). Both boreholes reached a depth of about 50m. The cables connecting these instruments were carried down to the utility bunker (see yellow line in Fig. 3).

In addition, 17 extensometers rods were installed across eight fissures or depressions in Zone I (see also Lord et al. 2010) along with two corner reflectors (CR4 and CR6; see Couture et al. 2010 for more details).

4.2 Zone II

Zone II is the area of active coastal erosion leaving a steep (40° to 60°) and barren slope. Although not easily seen on the LiDAR map, this area is cut by many open fissures that delineate major blocks within the rock mass where rockfall and toppling failures are expected around the Petit-Massif (Fig. 3; Cloutier et al. 2010; Lord et al. 2010). For this reason, a total of four crackmeters were installed across as many fissures which define various block (e.g. Fig. 5) and few more will be put in place during the summer of 2010. In this zone, it has been possible to install one corner reflector (CR3, Fig. 5). Zone II has also been almost totally covered by ground LiDAR in June 2009 (Lord et al. 2010).



Figure 6. Installation of the 60m horizontal SAA string along the railroad track in zone III.

4.3 Zone III

Zone III is a very intensively instrumented area because of its proximity to the railroad and to zone II. Site 1 is located in this zone where three boreholes were drilled. The first one contains three piezometers at depths of 46, 48, and 50m; the second is for the inclinometer reaching a depth of 60 m, and third one was used for placing a 52m long vertical string of SAA sensors (Fig. 4). In this zone, a 60m long horizontal string of SAA sensors has also been put in place next to the wood caisson supporting the railroad ballast (Fig. 6) and in the same area that has been impacted by the 1998 rockfall. Also along the retaining wall, one tiltmeter (Fig. 7) and two corner reflectors have been installed (CR7 and CR8).

In zone III, a total of 19 extensometer rods were installed, mostly below the railroad and some close to the two crackmeters installed in that zone (Fig. 3).

4.4 Zone IV

Zone IV comprises all the area surrounding the active slide. Instruments used here were mostly intended to provide a 'stable' reference to reveal differences in the behaviour (movement or pore pressure) within the slide area (zone I, II and III) compared to the outside stable area.

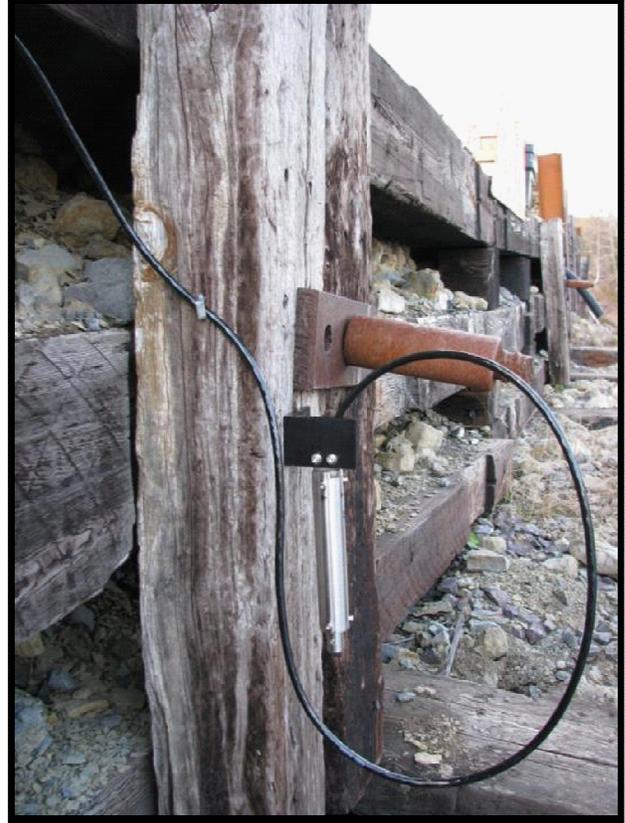


Figure 7. Tiltmeter installed on the wood retaining wall in zone III.

In zone IV, one borehole was drilled (site 3 in Fig. 3) to install a nest of three piezometers at depths of 43, 46.5, and 50m. It is also in this area that the utility bunker (Fig. 8), built to house the data acquisition system. The weather station and a corner reflector (CR2) were installed on the roof of the bunker. Corner reflector CR1 and CR5 have also been placed in zone IV.

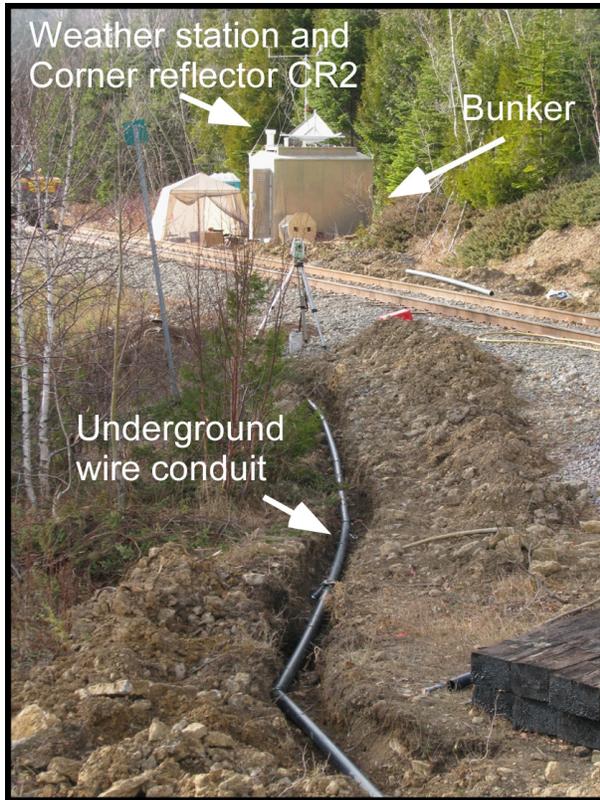


Figure 8. View of the utility bunker housing the data acquisition system, the weather station and a corner reflector. This photograph also shows the excavation required to bury all wires in an underground conduit (ABS system).

5 DATA ACQUISITION AND MANAGEMENT

The data acquisition is under the control of a Campbell Scientific CR1000 data logger for all powered instruments. As indicated above, all wires from all instruments converge towards the utility bunker where the data acquisition and transmission system is hosted. Because of service proximity, all the wired instruments are powered by electricity and the data are transmitted via a phone line. Other non powered instruments are read at each visit (six at the time of writing) and this is for the inclinometer (two surveys), extensometers (six surveys) while the corner reflectors are surveyed every 24 days by RadarSat II satellite (Couture et al. 2010).

The CR1000 is programmed to acquire data from all instruments in the following sequence: crackmeters, tiltmeter and weather station every hour, while SAA strings and piezometers are read once a day. At the time of writing this paper, the data are manually downloaded weekly via the phone line into the data base at Université Laval. Work is in progress for establishing an internet connection and remote control of the data. As of now, we are planning to adopt a strategy similar to what has been developed in Switzerland by the Centre de Recherches en Environnement Alpin (CREALP, Rouiller et al. 2004).

The expected flow of information is shown in Figure 9 where it is integrated in a proposed scheme for data management and emergency response.

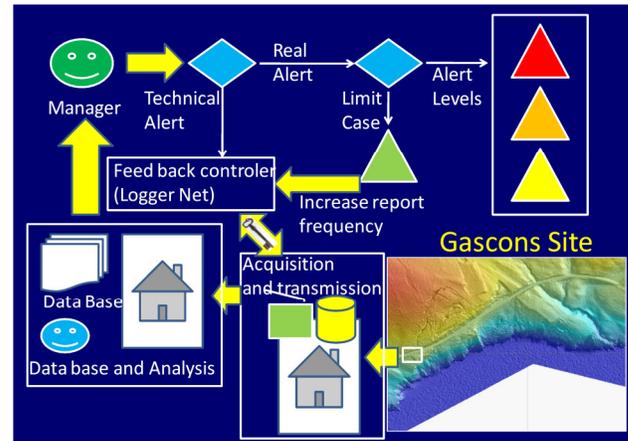


Figure 9. Proposed flow chart of data and alert process. Triangles indicate alarm level from none (green) to high (red).

Activities/Years	09-10	10-11	11-12	12-13
Historic	↔			
Terrain Model	↔			
Instrumentation	↔	↔		
Review of warning criteria	↔	↔		
Geological Model	↔			
Geotechnical Model	↔	↔		
Hydrogeological Model		↔	↔	
Stability analysis		↔	↔	
Integrated analysis of slope movements	↔	↔	↔	↔
Risk analysis		↔	↔	
Warning criteria for Gascons				↔
Synthesis report				↔

Figure 10. Calendar of activities for the Gascons project. The green, yellow and red colors are respectively for work completed, in progress or forthcoming.

As planned at this time, the local utility bunker hosting the data acquisition system will also include two computers responsible for the quasi-real time monitoring of all the sensors. For example, a possible scenario could be as follows. The sampling rate will be tested and set at the maximum and the flow of data from the utility bunker at the site is to be done on an hourly basis so that it is continuously assembled into a general data base. At the same time, the monitoring system would provide a visual report of the data and of potential alarms to the manager (likely a geotechnical engineer) that will analyse the observations and initiate an alert if necessary. If the manager considers that the alarms is due to technical

reasons (i.e. false or a technical alarm, Fig. 9) he will be able to interrogate directly the on-site data acquisition system to identify the problem and call for repairs if needed. If it is a real alarm, action will be taken according to the critical levels (still to be determined). Depending on the situation, the reporting of the data to the manager could be increased but still one must also consider the time to carry a proper analysis of the data. Any relevant alarm information shall also be directed automatically to the few people involved in the chain of responsibility but they shall wait for the manager request before taking any action.

6 CONCLUDING REMARKS

The Gascons project was officially launched June 1st 2009 and it will last until March 2013. The research team is just starting to capture field observations and the work required to integrate and develop a practical understanding of the situation.

The initial calendar of activities is given in Figure 10 to show the remaining steps. As for any project of this nature, initial plans evolve with time as it is for our understanding of the situation.

For example, the acquisition of the LiDAR data provided an unexpected view of the terrain with very much improvement on the location of the various fissures, and also revealed a significant old rockslide features just to the east of the active slide (see Cloutier et al. 2010 for more details). Along the same line, the morphology of the sea floor facing the Gascons study site will be revealed by a multibeam (or sonar interferometry) survey of about 2 km² of the bay off the slide area to look at potential older slide debris or evidence of any groundwater springs. This survey is planned for the summer of 2010.

Having now the instrumentation in place and operating, assessing warning criteria can begin but the kinematics of the slide will need to be understood before any relevant warning criteria be proposed. Extensometer measurements across large fissures revealed that the upper part of the slide is moving few millimetres per month, at a similar rate than the large blocks in zone II.

The hazard assessment is forthcoming and will consider the various types of failures and their conditioning, i.e. how to link displacement rates or pore pressure changes to increase instability and the response of the kinematic model.

As part of the planning of the project, some funds were kept to add few more instruments in 2010 based on our improved understanding of the Gascons slide. As of now, we are planning to install four or five new crackmeters in zone II and few more extensometer rods in the eastern part of zone I which has been better defined by the aerial LiDAR survey. In addition, 6 to 8 corner reflectors will be added in October 2010 in other parts of the Gascons slide and its surrounding.

The use of all the data is being illustrated in the various papers that have been proposed for this conference. These papers show the developing

integration of the data in an inter-active remotely operated monitoring system. Altogether, the initiation of the Gascons project as required an intense team effort to be able to put in place the monitoring infrastructure. The next few years shall enable a much improve understanding of the Gascons rockslide while providing a unique site for developing and/or testing new technologies like SAA sensors and InSAR.

ACKNOWLEDGEMENTS

The writers would like to acknowledge the support of the Ministère des transports du Québec, Transport Canada, the Ministère de l'éducation des loisirs et des sports du Québec, and the Canadian Space Agency. We also acknowledge the contribution of the Earth Science Sector (No. 20100060). We also wish to thank Vincent Fournier and Associates for their contribution related to drilling and borehole installation of various instruments. We also acknowledge the discussions and advices of Stéphane-Eric Thivierge of GKM Consultants. Thanks also to the Chemin de fer de la Gaspésie for their logistical support. Finally we would like to thank Geneviève Cauchon-Voyer, Luc Boisvert and Andrée-Anne Fortin-Rhéaume from Université Laval for their help in the field. We also thank Wendy Sladen (Earth Science Sector) for her review of the paper.

REFERENCES

- Bourque, P.-A., and Lachambre, G. 1980. *Stratigraphie du Silurien et du Dévonien basal du sud de la Gaspésie, Rapport ES-30*, Direction de la géologie, Direction générale de la recherche géologique et minérale. Ministère de l'énergie et des ressources du Québec, Canada.
- Cloutier, C., Locat, J., Lord, P.-E., and Couture, R., 2010. Caractérisation des instabilités côtières dans le secteur de Port-Daniel-Gascons, Gaspésie, Québec. *Proceedings of the 63rd Canadian Geotechnical Conference*, This volume.
- Couture, R., Charbonneau, F., Murnaghan, K., Singhroy, V., Lord, P.-E., and Locat, J., 2010. PTA-InSAR rock slope monitoring at the Gascons site, Gaspé Peninsula, Quebec. *Proceedings of the 63rd Canadian Geotechnical Conference*. This Volume.
- Danisch, L., Patterson T., Cloutier, C., Lord, P.-E., Locat, J., and Bond, J., 2010. Integration of SAA technology for coastal rock slope movement monitoring at Gascons, Gaspé Peninsula, Québec, Canada. *Proceedings of the 63rd Canadian Geotechnical Conference*. This Volume.
- Fell, R., Ho, K.K.S., Lacasse, S., and Leroi, E., 2005. A framework for landslide risk assessment and management. *In: Landslide Risk Management*, Hungr, Fell, Couture and Eberhardt, Ed., Taylor and Francis, pp.: 3-25.

- Froese, C.R. and Moreno, F. 2007. Turtle Mountain Field Laboratory (TMFL): Part 1—overview and activities. In V.R. Schaefer, R.L. Schuster & A.K. Turner (eds), Conference Presentations: 1st North American Landslide Conference, AEG Special Publication 23: 971–980. Vail, Colorado: Assoc. of Engineering Geologists.
- Ganerød, G.V., Grøneng G., Rønning, J.S., Dalsegg, E., Elvebakk, H., Tønnesen, J.F., Kveldsvik, V., Eiken, T., Blikra, L.H., and Braathen, A. 2008. Geological model of the Åknes rockslide, western Norway. *Engineering Geology* 102: 1–18.
- Keegan, T. 2007. Methodology for risk analysis of railway ground hazards. Ph.D. thesis, Geotechnical Engineering, University of Alberta. 485 pages
- Locat, J., and Couture, R., 1995a. Analyse de la stabilité du massif rocheux au millage 30.5, Division Chandler, Anse-aux-Gascons, Gaspésie, Québec. Groupe de recherche en environnement et en géo-ingénierie, Département de géologie et de génie géologique, Université Laval, Rapport GREGI 95-01, 85p.
- Locat, J., and Couture, R., 1995b. Analyse de la stabilité d'un talus rocheux à l'Anse-aux-Gascons, Gaspésie, Québec. *Proc. 48th Canadian Geotechnical Conference*, Vancouver,: 885-892.
- Lord, P.-E., Locat, J., Cloutier, C., and Pedrazzini, A., 2010. Analyse des mouvements de terrains au site de Gascons, Gaspésie, par couplage d'observations aéroportées et terrestres. *Proceedings of the 63rd Canadian Geotechnical Conference*. This Volume
- Moreno, F. and Froese, C.R. 2009. ERCB/AGS system manual for the Turtle Mountain Monitoring Project, Alberta; *Energy Resources Conservation Board, ERCB/AGS Open File Report 2009-14*, 87 p.
- Oppikofer, T., Jaboyedoff, M., Blikra, L., Derron, M.-H., and Metzger, R. 2009. Characterization and monitoring of the Åknes rockslide using terrestrial laser scanning. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 9: 1003–1019.
- Rouiller, J.-D., Ornstein, P., and Déléze, J.-Y., 2004. Guardaval : un système de télésurveillance adapté aux régions de montagne. *Proceedings of the 57th Canadian Geotechnical Conference*, Session 3C: 25-30.
- Sartori, M., Baillifard, F., Jaboyedoff, M., and Rouiller, J.-D., 2003, Kinematics of the 1991 Randa rockslides (Valais, Switzerland). *Natural Hazards and Earth System Sciences* 3: 423–433

Analyse des déplacements du glissement de Gascons, Gaspésie, par couplage d'observations aéroportées et terrestres



P.-E. Lord, J. Locat et C. Cloutier,
Département de géologie et de génie géologique, Université Laval, Québec, Québec, Canada
R. Couture, F. Charbonneau et V. Singhroy
Ressources naturelles Canada, Secteur des sciences de la Terre, Ottawa, Ontario, Canada
A. Pedrazzini.
Institut de géomatique et d'analyse du risque, Lausanne, Suisse

ABSTRACT

In the Gaspe Peninsula, an unstable rock slope has been identified near Port-Daniel-Gascons. This unstable slope stands approximately from sea level up to 110 m above the Baie des Chaleurs. Sixty-three meters above mean sea level, a railway runs across the rockslide. In 2009, a complete monitoring network was installed. One part of this system is monitoring opening of rock fissures. In order to understand the displacement values occurring along these fissures, a block model has been proposed by integrating structural data and LiDAR digital elevation model.

RÉSUMÉ

En Gaspésie, dans la municipalité de Port-Daniel-Gascons, un secteur montrant des évidences de mouvement de terrain dans un talus rocheux a été identifié. Ce mouvement de terrain prend pied au niveau de la mer et se termine approximativement à 110m d'élévation. À 63 m, un chemin de fer traverse d'est en ouest le glissement. En 2009, un système de surveillance a été mis en place afin de suivre l'ouverture des fractures dans le secteur. Dans ce contexte, à partir de données structurales et de données LiDAR, un modèle blocométrique a été défini afin de lier les valeurs mesurées avec les déplacements du massif en général.

1 INTRODUCTION

Les chemins de fer permettent de transporter de grands volumes de matériel et d'équipements sur de grandes distances. Ainsi, un arrêt des activités ferroviaires causé par un mouvement de masse sur une période de temps indéterminée aurait des impacts tant économiques qu'humains. En Gaspésie, dans la municipalité de Port-Daniel-Gascons, un secteur montrant des évidences de mouvement de terrain de plus de 500 000 m³ dans un talus rocheux a été identifié. Le tracé du chemin de fer de la Gaspésie traverse l'amphithéâtre du glissement. Tout mouvement de masse important futur à proximité du chemin de fer entraînerait une fermeture plus ou moins longue du réseau desservant l'est de la Gaspésie. Dans un contexte d'analyse de l'aléa de mouvement de terrain (Locat et al. 2010), diverses méthodes ont été développées afin de mieux comprendre le glissement rocheux de Gascons.

Le massif rocheux à l'étude, ci-après appelé Gascons, est situé en bordure de la Baie des Chaleurs, entre les municipalités de Port-Daniel-Gascons et de Chandler (figure 1). À son extension maximale, le glissement s'étend sur 200 m d'est en ouest et sur 200 m du nord au sud. Ce dernier, construit avant 1930, traverse la zone instable à une élévation de 63m. Le site présente un historique de mouvements de masse documentés par la firme de génie-conseil Génilab-BSL en 1988, par l'Université Laval (1993-1994) ainsi que par la firme Journeaux Bédard et associés en 2000 et 2003.

L'étude menée par l'Université Laval (Locat & Couture 1995) avait révélé la présence de six familles de discontinuités dont

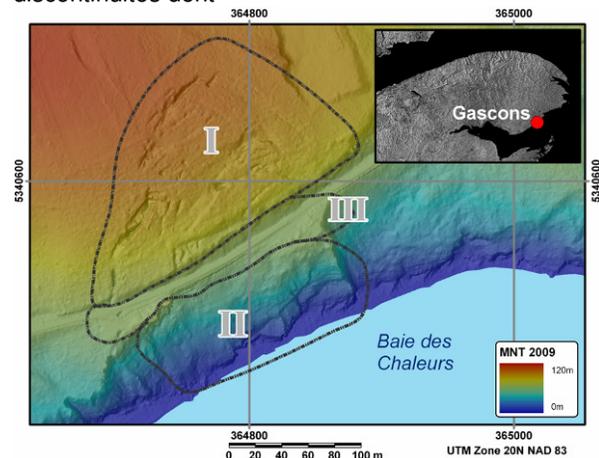


Figure 1. Localisation du site d'étude. Encadré : © Le ministère des Ressources naturelles Canada. Tous droits réservés.

certaines avaient été instrumentées à l'aide de couples de tiges métalliques installés de part et d'autre de fractures ouvertes. Suite à une série de lectures de déplacements sur ces tiges, s'étalant de novembre 1993 à septembre 1994, les vitesses d'ouverture de ces

fractures leur avaient permis de prédire la rupture éventuelle d'un secteur à proximité du chemin de fer, laquelle s'est finalement produite en juillet 1998. La

rupture a alors emporté une partie du remblai sous le rail, bloquant ainsi les activités ferroviaires pour quelques

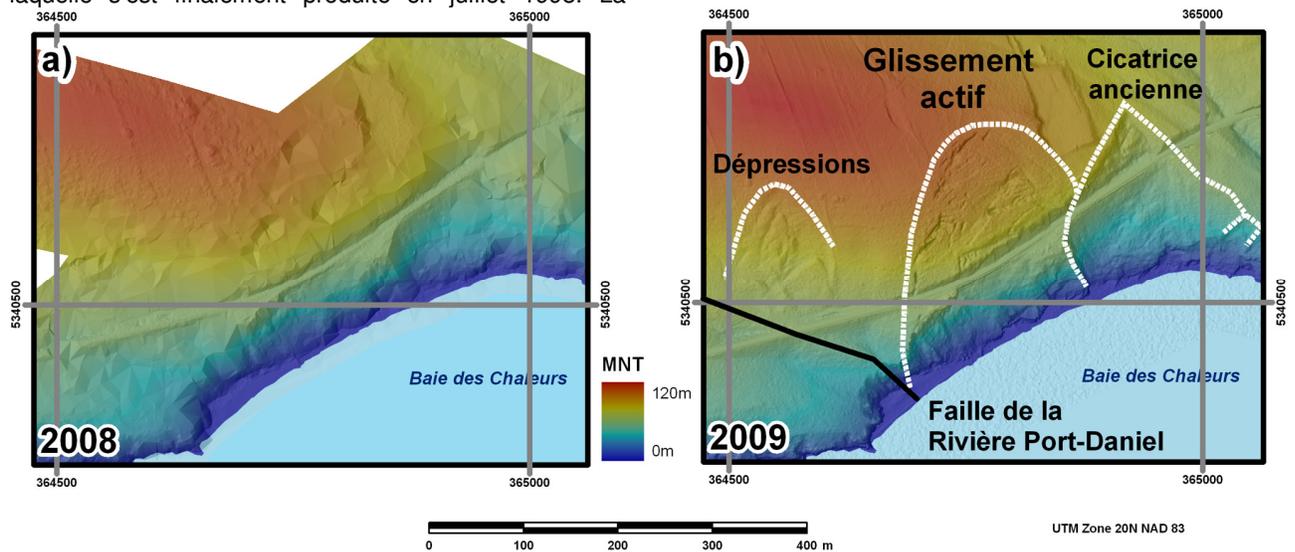


Figure 2. Différence entre les levés LiDAR aéroportés 2008 et 2009. a) MNT 2008. b) MNT 2009.

jours. En 2009, afin d'aider à la compréhension des phénomènes en jeu, le site a été instrumenté avec divers appareils permettant autant de faire le suivi des déplacements que celui des pressions interstitielles dans le massif rocheux (Cloutier et al. 2010).

L'objectif principal de cet article est de développer un modèle blocométrique permettant d'intégrer les déplacements observés sur le terrain tant à partir de mesures terrestres le long de fractures, que satellitaires par des points identifiés (Couture et al. 2010). Les sections qui suivent vont présenter le site à l'étude, la méthodologie utilisée ainsi que les premiers résultats d'analyse de la blocométrie du talus et des premières observations sur l'ampleur des déplacements des diverses fractures. Ce modèle servira de cadre de référence pour l'intégration des données de déplacement satellitaires (Couture et al. 2010) et l'analyse cinématique du glissement.

2 SITE D'ÉTUDE

Le chemin de fer découpe le massif en trois secteurs distincts par les fonctions des infrastructures présentes ou des types de mouvements observables (figure 1).

Le secteur I, situé en amont de la voie ferrée, ci-après appelée massif, est un secteur couvert de végétation, présentant de larges fissures ouvertes dont la cartographie a tout d'abord été réalisée en 1993 (Locat & Couture 1995) et augmentée par les levés de 2009. La pente moyenne de ce secteur est d'environ 15°.

Le secteur II, en aval du chemin de fer, se caractérise par une falaise rocheuse dont le trait de côte est orienté à environ 60° N avec un talus présentant des pentes variant d'ouest en est entre 40° et 60° avec quelques

surplombs. Ce secteur présente quelques îlots de végétation éparses.

Le secteur III est constitué du chemin de fer, de son remblai ainsi que de deux murs de soutènement (caissons de bois et berlinois). L'intégrité de ce secteur est influencée par les secteurs amont et aval selon l'amplitude et la nature des mouvements.

De plus, à l'ouest du glissement actif de Gascons, on retrouve la faille de la rivière Port-Daniel (figure 2b). À proximité de cette dernière, on observe un changement dans le pendage des litages. On y retrouve des pendages subverticaux (Cloutier et al. 2010).

3 MÉTHODOLOGIE

Le développement du modèle blocométrique a été réalisé à partir de l'intégration des méthodes suivantes : levés LiDAR (Light Detection And Ranging) aéroporté et terrestre, localisation, cartographie et instrumentation des divers linéaments et fissures ainsi que l'identification des divers blocs dans les secteurs I et III. Pour ce faire, deux campagnes de terrain ont été effectuées pour mettre en place le système de surveillance intégré (Locat et al. 2010).

3.1 LiDAR aéroporté

Dans le secteur, deux campagnes de levés LiDAR aéroportés ont été effectuées successivement en 2008 ainsi qu'en 2009 (figure 2). En 2008 (figure 2a), le capteur LiDAR aéroporté a survolé la zone à l'étude à basse altitude (i.e. 300m) et l'a balayé à une fréquence de 30kHz à l'aide d'un faisceau laser. En 2009 (figure 2b), le capteur LiDAR aéroporté a survolé le secteur à une altitude de 500 m et l'a balayé à haute fréquence

(i.e. 100kHz). Ainsi, chaque faisceau atteignant une cible permet à l'appareil d'enregistrer une coordonnée XYZ avec une résolution horizontale et verticale variant entre 10 et 20 cm. À l'aide du nuage de points trois dimensions, on peut ainsi dériver un modèle numérique de surface (MNS) en 3D.

Les nouvelles technologies LiDAR permettent à un seul faisceau laser d'effectuer jusqu'à quatre réflexions. Ainsi, en milieu forestier, dépendamment de la densité et du type de végétation, le premier retour est habituellement le sommet du couvert végétal tandis que le dernier correspond habituellement au sol. Les retours intermédiaires correspondent à des interactions du faisceau laser avec des éléments situés entre le sol et le haut du couvert végétal (i.e. feuilles, troncs, branches). Ainsi, la densité de points au sol est principalement influencée par l'occupation au sol, par la saison et par le type de végétation (Baltsavias, 1999). Puisque le LiDAR interagit avec différents éléments situés au-dessus du sol (i.e. feuilles, arbres, habitations), il faut supprimer ces derniers afin d'obtenir la contribution du sol seulement. On obtient alors un modèle numérique de terrain (MNT).

Dans le levé LiDAR aéroporté 2009 de Gascons, la densité de points désirée, afin d'être en mesure d'apprécier la morphologie du glissement (MNT), avait été estimée à 4 points/m². Ainsi, 13 millions de points LiDAR ont été nécessaires pour obtenir cette densité sur une superficie inférieure à 1 km².

3.2 LiDAR terrestre

En plus du LiDAR aéroporté, les secteurs falaise (II) et remblai (III) ont également été balayés par un LiDAR terrestre en juillet 2009. À partir du nuage de points 3D, un modèle numérique de surface (MNS) ainsi qu'un modèle numérique de terrain (MNT) ont été générés par des étapes de post-traitements. Contrairement à la méthode aéroportée, le LiDAR terrestre prend des prises de vue à partir du sol. Il est alors sujet à générer des zones d'ombres (i.e. absence de coordonnées XYZ). Ces zones se forment derrière des obstacles où le faisceau laser ne traverse pas la cible. Pour éviter de telles zones, il est nécessaire d'effectuer plusieurs prises de vues afin de construire le modèle. Dans le cas de Gascons, treize prises de vues ont été effectuées, réparties entre le haut et le bas du talus rocheux afin de couvrir les secteurs falaise (II) et remblai (III). La résolution horizontale et verticale du levé LiDAR terrestre de Gascons est de 5 cm. De plus, le LiDAR terrestre permet d'acquérir des données de pentes verticales et surplombantes.

Ce levé constitue la première acquisition d'une série d'acquisitions qui permettront de détecter et de quantifier les changements en XYZ attribuables au mouvement de terrain (Rosser et al. 2005).

3.3 Linéaments et fissures

Les linéaments ont été identifiés à partir des images LiDAR et reportés sur un plan. On considère ici comme linéament toute forme de terrain droite ou incurvée qui dénote une déformation du massif rocheux ou mettant en

relief un élément structural (e.g. faille, escarpement, fracture, dépressions, etc.). Par la suite, diverses visites sur le site ont permis de valider leur position sur le terrain et aussi d'identifier et de décrire les principales fractures ainsi que les conditions structurales générales du site (Cloutier et al. 2010). La cartographie du glissement a été réalisée par l'intégration de données de terrain récoltées lors d'une campagne d'arpentage à l'aide d'une station totale et en complément, par la numérisation d'éléments manquants à partir du MNT 2009 (figure 2b).

3.4 Mesure des déplacements

Diverses méthodes ont été utilisées afin de faire le suivi des déplacements de divers compartiments du massif rocheux. Pour commencer, cinq campagnes de terrain ont été menées au cours de l'année 2009, afin de mettre en place un système de surveillance à distance intégrant des instruments à lecture manuelle et automatique (Locat et al. 2010).

La première campagne a permis de mettre en place une trentaine de tiges extensométriques fixées dans la roche de part et d'autre de fractures ouvertes. Par la suite, à chaque visite, des lectures de l'ouverture relative des fractures ont été effectuées sur ces couples extensométriques afin d'obtenir des mesures de déplacements (tableau 1). La fréquence de lecture est d'environ une fois par deux mois. L'appareil utilisé est un ruban extensométrique, modèle Convex Ealey dont la résolution est de ± 0.01 mm.

Afin d'automatiser les lectures d'ouverture de certaines fractures dans le secteur II où l'accès est difficile, six fissuromètres à corde vibrante ont été installés et connectés à un système d'acquisition automatisé. Les mesures d'ouverture des fissures sont enregistrées à chaque heure et permettent donc de faire leur suivi à distance. Selon l'ouverture initiale des fractures instrumentées, quatre fissuromètres dont l'élongation maximale est de 300 mm et deux autres de 150 mm ont été installés. La précision de ces appareils correspond à 0.1% de leur élongation totale. Les fissuromètres ont été mis en place avec une ouverture initiale correspondant à 50% de leur élongation afin de supporter des déplacements en ouverture ou en fermeture.

Les mesures de terrain regroupent les valeurs observées depuis la mise en place des instruments à lecture manuelle ou automatique sur le site, c'est-à-dire depuis juin 2009 en ce qui concerne les tiges extensométriques et depuis novembre 2009 pour les fissuromètres et cela jusqu'à la fin avril 2010.

Ces appareils ont été positionnés le plus perpendiculairement possible à l'orientation des fissures instrumentées. Ainsi, il est assumé que les valeurs mesurées correspondent à l'orientation du déplacement maximal. De plus, ces valeurs de déplacements seront utilisées afin de créer des vecteurs de déplacements absolus s'ils sont rattachés à l'extérieur du glissement ou bien relatifs, s'ils sont situés entre deux compartiments.

Sur le mur de soutènement en caissons de bois, un clinomètre bi-axial de technologie MEMs (Micro-Electro-Mechanical Systems) a été installé. Ce dernier mesure

les variations angulaires selon deux axes. L'axe « A », est orienté perpendiculairement au mur de soutènement, vers la mer, tandis que l'axe « B » est parallèle au mur.

3.5 Critères d'identification des blocs

L'identification des blocs (ou compartiments) a été réalisée en considérant les hypothèses suivantes : (1) dans la plan horizontal, un linéament se termine à la rencontre d'un autre ; (2) dans le plan vertical, le bloc se termine à la rencontre de la surface de rupture. Un bloc existe s'il est possible d'y observer des signes de déplacements sur au moins une de ses arrêtes. On considère ici comme signe de déplacement des pentes mises à nue, une ouverture de fissures, une forte dénivelée locale dans le mort terrain (> 50 cm) et la présence de cavités.

4 RÉSULTATS

4.1 Modèle de terrain de référence

Le modèle numérique de référence haute résolution (i.e. celui de 2009) tel que présenté à la figure 2b permet d'analyser la morphologie du glissement actif avec un haut niveau de détails. Or suite à ce levé, la présence de certains éléments a été observée pour la première fois puisque ces derniers étaient situés sous un fort couvert végétal. Le premier élément consiste en la mise en évidence d'une cicatrice ancienne, adjacente et située à l'est du glissement étudié. Cette dernière est située sous un large couvert forestier. Les orientations des escarpements latéraux de ce glissement ancien présentent des similarités avec les fractures ouvertes délimitant le glissement actif. Le deuxième élément consiste en une zone dont l'origine de formation est encore inexplicée. Cette zone présente des dépressions plus ou moins alignées et est située à l'ouest du glissement actif.

Afin d'observer les variations topographiques du MNT 2009 le long de la voie ferrée, un profil topographique a été échantillonné le long de ce dernier à chaque 0.5m, de l'ouest vers l'est. Les points de départ et d'arrivée du profil sont situés à l'extérieur du glissement étudié. Les points observables sur le MNT (figure 3b) présente le début et la fin du profil. Les limites du glissement actif et ancien sont indiquées à la figure 3a par les traits pointillés verticaux. Dans le haut de ce graphique, on observe divers marqueurs étant situés à proximité du chemin de fer. Les marqueurs A, E et O correspondent au nom des fractures tandis que les marqueurs Ex

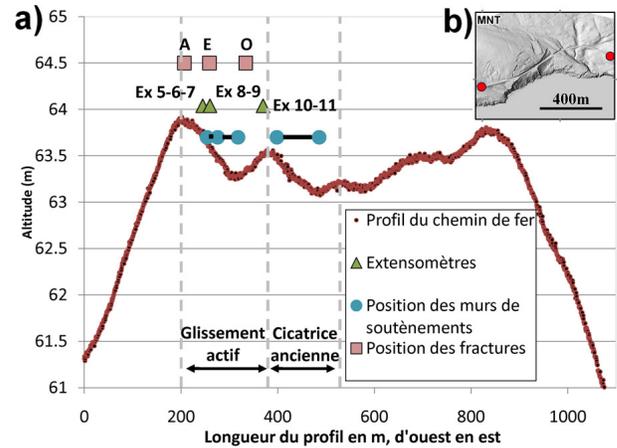


Figure 3. a) Profil topographique du chemin de fer extrait à partir du modèle numérique de surface (LiDAR aéroporté 2009). Notons que l'exagération verticale est d'environ 195x. b) MNT 2009 indiquant le début et la fin du profil.

correspondent à des couples extensométriques dont les déplacements seront discutés dans la section suivante. Les positions de ces marqueurs sont présentées à la figure 4.

Sur la figure 3a, dans le glissement actif, il est intéressant de remarquer que le segment séparant la fracture « E » et la fin du mur de soutènement (≈ 60 m) du glissement actif, a une pente négative de 0.34° . Il sera intéressant de comparer davantage les mouvements du ballast à partir des mesures de déformations in situ afin de voir si cette pente pourrait avoir été influencée par les mouvements de terrain. Ainsi, dans le cas du glissement de Gascons, le modèle numérique de terrain dérivé du levé LiDAR aéroporté 2009 (figure 2b) présente des évidences morphologiques liées au mouvement de terrain qui ont été cartographiées (figure 4) ce qui n'aurait pas été possible avec le modèle numérique de terrain réalisé en 2008 (figure 2a).

4.2 Cartographie des linéaments

Les linéaments qui serviront à définir le modèle blocométrique ont été identifiés à la figure 4a et b. Étant donné que ces linéaments se sont développés dans des roches sédimentaires, la rosette des éléments structuraux du massif rocheux a été insérée pour illustrer le contrôle structural sur l'orientation générale des linéaments.

Le secteur I présente une série de linéaments qui sont fortement concentrés dans la partie ouest où on note la présence de larges fractures ouvertes et profondes (e.g. fissure G, fig. 4c). La paroi ouest de ces fractures coïnciderait approximativement avec la limite ouest du glissement de Gascons.

Le secteur III illustré dans la figure 4b présente plusieurs linéaments rapprochés et souvent plus courts que dans le secteur II. La longueur des fissures est principalement contrôlée par la proximité de ces dernières avec le haut de talus, favorisant la chute en

ped de talus des sections instables. De plus, le prolongement nord de ces fissures est masqué par la présence d'un remblai. L'ouverture des fractures de ce secteur varie entre 20 et 60 cm. Puisque le secteur remblai (III) subit régulièrement des travaux d'entretien, les fractures de ce secteur sont généralement remplies de matériel jusqu'en surface. Toutefois, selon nos observations dans les fissures « B », « D » et « M' », les profondeurs observées varient entre 2 et 4 m. Dans ce même secteur, à environ 2 m au nord du rail, une fracture orientée OSO-ENE, plus ou moins parallèle au chemin de fer, avait été cartographiée dans les rapports de Journeaux, Bédard & associés inc (2000 et 2003).

Toutefois, cette dernière n'a pas été observée depuis le début de nos travaux (i.e. juin 2009). Pour le secteur II, on remarquera que les linéaments n'ont pas été définis puisque ce dernier est caractérisé par de fortes pentes rendant la prise de données ardue. De plus ce secteur est partiellement recouvert de débris qui masquent la roche en place. Une analyse plus poussée des données en provenance du LiDAR terrestre permettra probablement de mettre en lumière certains éléments qui n'étaient pas visibles. Dans ce même secteur, la carte des pentes de la figure 4a permet d'observer le litage dans les secteurs plus pentus (parties situées à l'extrême

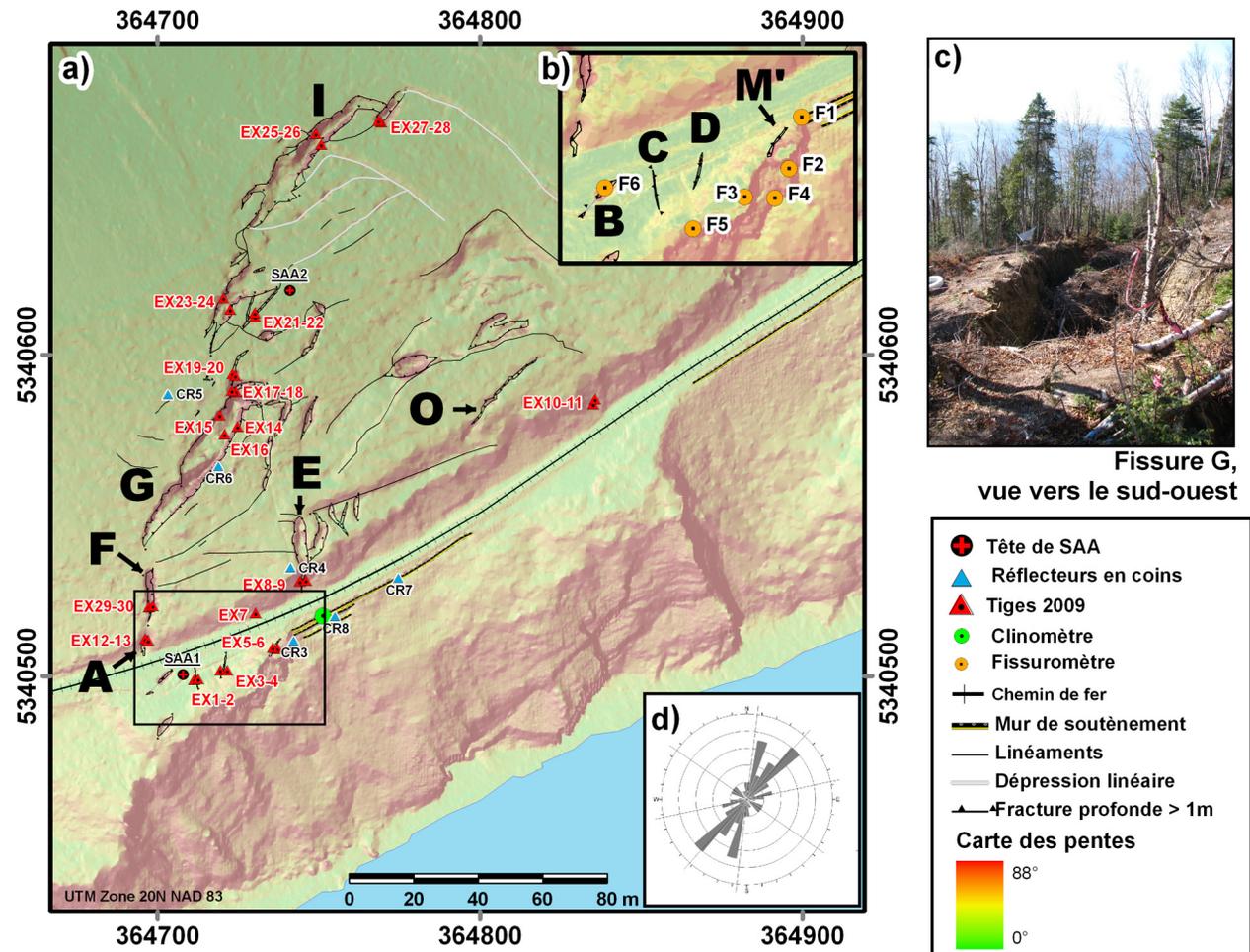


Figure 4. a) Cartographie des fractures et positionnement des appareils. Les lettres représentent le nom des principales fractures (tiré de Locat & Couture, 1995). L'arrière plan de la figure est une superposition du MNT 2009 et de sa carte des pentes. b) Agrandissement du secteur remblai (III). c) Photographie de la fissure G, la fissure fait environ 10 m en largeur. d) Rosette des éléments structuraux.

est et ouest du secteur II) où l'accumulation de débris n'est pas possible. Ainsi, à partir des orientations prédominantes liées à la structure du glissement (figure 4d), soit SO-NE, SSO-NNE, NO-SE et OSO-ENE et en se basant sur nos hypothèses de travail quant à la définition des blocs, il est possible d'interpoler ou

d'extrapoler la continuité de ces éléments afin de définir des blocs.

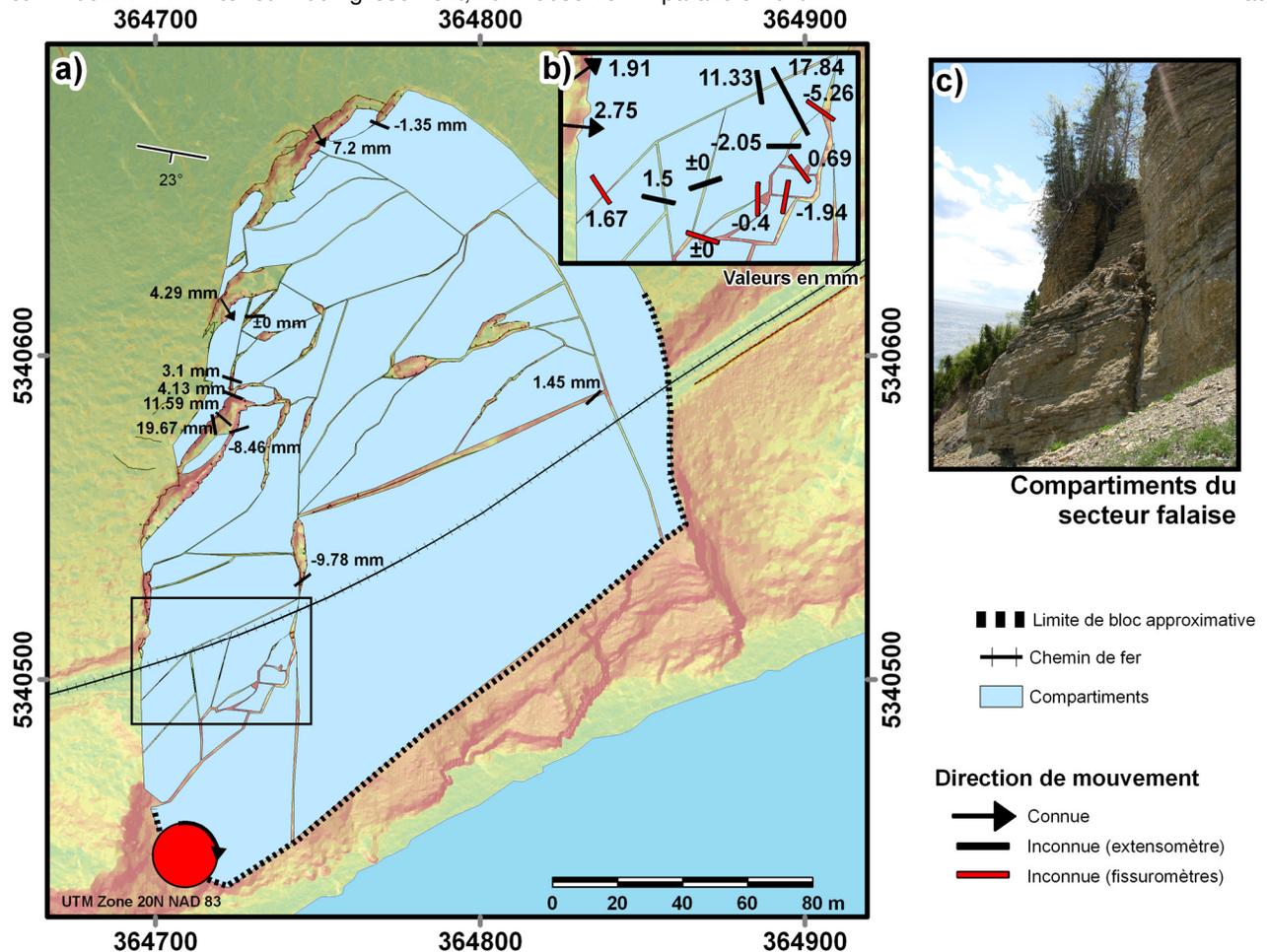
4.3 Le modèle blocométrique

La figure 5 présente les divers compartiments impliqués dans le glissement de Gascons et qui en définissent le

modèle blocométrique. Ces derniers ont été délimités en couplant la cartographie des fractures avec la morphologie du glissement. Ces blocs ont été délimités en prolongeant les éléments du réseau de fracture (i.e. fracture, linéament et dépression linéaire) selon la même orientation que la portion cartographiée (figure 4a et b). Or, lorsque les prolongements des éléments se croisaient, les arrêtes du compartiment étaient définies. Il est assumé que l'extérieur du glissement ne subit aucun déplacement (i.e. absence de bloc). Les espaces vides de la figure 5 correspondent aux grandes fractures du glissement (figure 4c). Les blocs tels que définis dans la figure 5 dont la délimitation est connue (i.e. sans traits pointillés) ont une superficie moyenne variant entre 20m² et 1400m². À l'intérieur du glissement, on observe

également que les blocs sont plus segmentés dans le secteur II, plus particulièrement en amont de la falaise ainsi que dans le secteur III (figures 5b et c). À ce moment, la surface de rupture n'étant pas clairement défini pour l'ensemble des secteurs du glissement (Cloutier et al. 2010), mais si on considère que la profondeur à la surface de rupture est comprise entre 20 et 40m, les volumes calculés varient de 400 à 56 000 m³.

Puisque les fissures et linéaments servent à définir les blocs, les arrêtes de ces derniers présentent alors des orientations concordant avec la rosette de la figure 4d. Les formes ainsi définies correspondent plus ou moins à des parallélépipèdes allongés. À l'ouest, l'axe principal des ces formes est presque orienté



pendage du litage. À l'est, ce même axe effectue une légère rotation horaire de quelques degrés.

Dans le secteur II, les blocs ne sont pas encore clairement déterminés. Par contre, en utilisant une projection de la surface de rupture proposée par Cloutier

et al. (2010) et illustrée par la ligne pointillée dans la falaise, on peut délimiter l'extension maximale des blocs dans le talus. Ce faisant, il est supposé que la trace de la surface de rupture serait à une altitude d'environ 10 m à

l'ouest du secteur II tandis qu'à l'extrémité est, à une altitude d'environ 40m.

4.4 Valeurs de déplacements

Les mesures de terrain regroupent les valeurs observées depuis la mise en place des instruments à lecture manuelle ou automatique sur le site, c'est-à-dire depuis juin 2009 en ce qui concerne les tiges extensométriques et depuis novembre 2009 pour les fissuromètres.

Le tableau 1 présente les instruments, l'orientation de lecture, les déplacements mesurés selon cette orientation, le nombre de jours écoulés depuis la mise en place des instruments ainsi que le nombre de lectures effectuées. Ces informations sont également présentées à la figure 4a et b quant à la position des équipements tandis que les orientations de lecture et les déplacements mesurés sont présentés à la figure 5a et b.

La figure 5 présente l'orientation des déplacements et la direction de mouvement si elle est connue. Pour certains instruments, les directions de mouvement selon l'orientation de lecture sont connues puisqu'un côté de l'instrument est ancré à l'extérieur du glissement ; c'est le cas pour les instruments situés dans la fissure « A », « F » et « I ». Pour les autres, la direction de mouvement est considérée comme inconnue au moment de la rédaction de cet article.

Dans le secteur massif (I), c'est à l'intérieur des grandes fractures telles que « G » et « I » que l'on observe les déplacements avec la plus grande amplitude. Pour ces fissures, des déplacements orientés NO-SE variant entre 7 et 20 mm ont été observés pour une période de 9 mois. Dans la zone présentée dans la figure 5b, on observe des déplacements moyens de plus faible amplitude (1-5mm) pour les mesures orientées E-O à l'exception de la valeur pour la fissure « E » (-10mm). Les valeurs de déplacements de cette même zone (figure 5b), ayant une orientation N-S, on observe des déplacements de plus grande amplitude dont le maximum atteint presque 19mm.

Dans l'ensemble du glissement, des valeurs négatives sont observées (e.g. fissure « E », « G » et « M' », figure 4a) et atteignent 10mm. Ces valeurs négatives reflètent la complexité des déplacements que l'on observe au site de Gascons. Elles permettront de mieux comprendre les déplacements des compartiments définis dans le modèle blocométrique.

Tableau 1. Caractéristiques des déplacements mesurés. Les orientations sont par rapport au nord géographique. (EX : tiges extensométriques, F : fissuromètres). Voir figure 4 pour la localisation des instruments.

Référence	Déplacement mesuré (mm)	Orientation de lecture (°)	Nb. de jours écoulés	Nb. de lectures
EX1-2	1.50	102	277	12
EX3-4	± 0	71	277	13
EX5-6	- 2.05	89	277	7

EX5-7	11.33	171	277	7
EX6-7	17.84	155	277	7
EX8-9	- 9.78	233	277	6
EX10-11	1.45	227	277	6
EX12-13	2.75	95	277	7
EX14-15	11.59	131	277	6
EX14-16	- 8.46	253	277	6
EX15-16	19.67	170	277	6
EX17-18	4.13	111	277	6
EX19-20	3.10	108	277	6
EX21-22	± 0	87	277	6
EX23-24	4.29	149	277	6
EX25-26	7.20	152	277	6
EX27-28	- 1.35	111	277	6
EX29-30	1.91	54	88	3
F1	- 5.26	305	174	2612
F2	0.69	143	174	2612
F3	- 0.40	0	174	2612
F4	- 1.94	190	174	2612
F5	± 0	107	174	2612
F6	1.67	146	174	2612

5 DISCUSSION

5.1 Qualité du modèle numérique de terrain

La figure 2 montre l'importance d'effectuer un levé LiDAR avec une densité de points adéquate afin de déceler des éléments difficilement repérables sous le couvert végétal. Le levé 2009 a été fait suite à l'analyse d'une première campagne LiDAR en 2008 effectuée pour le Ministère de la Sécurité publique du Québec. Ce dernier a une densité jugée insuffisante pour générer un modèle numérique de terrain précis (0,025 points/m²). Dans cette figure on observe de grandes différences à ce qui a trait au niveau de détails visibles. Ainsi, il est important de définir un modèle de référence de qualité, plus particulièrement lorsque les évidences de mouvements de terrain sont situées sous un large couvert forestier.

5.2 Cinétique et directions de déplacements observables

Suite à l'analyse des données recueillies sur le site, des compartiments ont été délimités par le prolongement des fractures, des linéaments et des dépressions. Ainsi, les valeurs mesurées avec les instruments en place permettent de mieux comprendre les déplacements des compartiments selon une orientation de lecture fixe. Or, pour le moment, il est difficile de créer un vecteur de déplacement pour chacun de ces compartiments. L'ajout de nouvelles tiges, des combinaisons supplémentaires entre les tiges extensométriques ainsi que l'ajout des données satellitaires permettront de définir un vecteur de déplacement indépendant de l'orientation de lecture. C'est à partir d'une analyse plus poussée des déplacements se produisant à l'interface des blocs (i.e.

fractures, linéaments, etc.) qu'il sera possible de définir un sens de mouvement et une vitesse de déplacement pour un bloc donné.

De plus, à partir des données actuellement disponibles, des différences sont mesurées entre l'amont et l'aval du glissement. Ainsi, les fissures « G » et « I » présentent des valeurs de déplacements vers la mer variant entre 7 et 20 mm pour une période de 9 mois, tandis que la partie aval (secteur II) présente des déplacements moyens variant entre 1 et 5 mm pour la même période. Or cette différence suggérerait que le massif se désarticule plus rapidement, en amont qu'en aval.

Au-delà de cette tendance, l'orientation des arrêtes des compartiments, la forme des blocs ainsi que la forme en éventail de la fracture « G » suggère que le massif se déplace en effectuant une rotation horaire dont le point de pivot serait situé à l'extrémité sud-ouest du glissement actif (point rouge, figure 5a). Or, la position de ce point de pivot concorde au renversement de pendages causé par la faille de la rivière Port-Daniel. Ainsi, l'effet structural de la faille sur les strates créerait une butée qui limiterait le glissement selon une direction de mouvement NE-SO. De plus, la présence d'une pente plus abrupte et de surplombs dans la partie est du secteur falaise (II) suggère que l'érosion en pied de talus y est plus active à l'est qu'à l'ouest. Ainsi, les compléments d'instrumentation (i.e. données satellitaires et combinaisons de tiges extensométriques) à l'intérieur du glissement actif permettront de confirmer ou d'infirmer ces hypothèses.

5.3 Compatibilité entre les mesures

Avec l'instrumentation en place sur le site de Gascons, certains appareils situés à proximité les uns des autres présentent des compatibilités de mesures. Ainsi, certains secteurs présentent des périodes où différents instruments mesurent des déplacements de même amplitude.

De plus, des données satellitaires issues de la technique PTA-InSAR (Couture et al. 2010) seront bientôt disponibles. L'avantage de cette méthode sera de définir des valeurs de déplacements absolues sur les blocs instrumentés. Ces valeurs donneront une toute autre dimension aux valeurs de déplacements relatives mesurées jusqu'à présent (extensomètres, fissuromètres) ce qui facilitera l'analyse des mouvements relatifs de divers compartiments. Les données satellitaires seront disponibles selon un intervalle de 24 jours. Ainsi, les appareils de mesure situés à proximité des réflecteurs en coin permettront de valider les mesures satellitaires avec les mesures terrain.

Lors de prochaines campagnes de terrain, des compléments d'information seront obtenus. Plus particulièrement en effectuant des combinaisons entre des tiges extensométriques afin de mieux comprendre le sens des déplacements des compartiments les uns par rapport aux autres. D'autres données structurales plus détaillées en amont et en aval des fractures permettront

de lier la morphologie du glissement avec les mouvements des compartiments.

6 CONCLUSION

Le site de Port-Daniel-Gascons a été instrumenté afin de mieux évaluer la stabilité du massif rocheux qui sert d'assise pour la voie ferrée du chemin de fer de la Gaspésie. L'intégration des données aéroportées (LiDAR) et structurales a permis de proposer un premier modèle blocométrique et aussi de quantifier la variation de la topographie du profil du chemin de fer. Par la suite, les résultats préliminaires provenant des lectures des couples extensométriques et des fissuromètres ont démontré que le massif est en mouvement. Le couplage des valeurs en provenance du ruban extensométrique et des fissuromètres a rendu possible la surveillance de mouvements de masse de diverses dimensions.

Il a été illustré qu'il est nécessaire d'effectuer un levé LiDAR avec une densité de points adéquate afin de déceler des éléments difficilement repérables sous le couvert végétal.

La cinématique du mouvement rocheux qui affecte le massif de Gascons a été ébauchée. Une analyse plus poussée des vitesses de déplacements ainsi que des mécanismes de rupture se produisant à Gascons permettra de mieux interpréter les déplacements mesurés par certains instruments. Cette analyse permettra de raffiner la compréhension globale du glissement.

Finalement, avec les données présentées ici, il a été possible de proposer un premier modèle blocométrique du glissement de Gascons, lequel sera essentiel pour l'intégration des données de déplacements satellitaires (Couture et al. 2010).

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier leurs partenaires financiers sans quoi, la réalisation de ce projet serait impossible : le ministère des Transports du Québec, le ministère de l'Éducation, du Loisirs et du Sport du Québec et l'Agence Spatiale Canadienne. Nous soulignons également la participation de Transports Canada. Nous remercions aussi le Secteur des Sciences de la Terre pour sa contribution (No. 20100062) ainsi qu'à Andrée Blais-Stevens pour ses corrections et suggestions. Merci à ceux qui ont participé aux travaux de terrain : les étudiants du LERN, les employés de la Société des Chemins Fer de la Gaspésie ainsi que Stéphan Gravel (B-VER) pour les travaux en falaise.

BIBLIOGRAPHIE

- Baltsavias, E. 1999. A comparison between photogrammetry and laser scanning. *ISPRS Journal of photogrammetry and remote sensing, Elsevier BV*. vol. 54, n°2-3, 83-94.
- Cloutier, C., Locat, J., Lord, P.-E., and Couture, R., 2010, Caractérisation des instabilités côtières dans le secteur de Port-Daniel-Gascons, Gaspésie, Québec. *63^{ième} Conférence Canadienne de Géotechnique*, Calgary, Septembre 2010, 8p.
- Couture, R., Charbonneau, F., Murnaghan, K., Singhroy, V., Lord, P.-E., et Locat, J., 2010. PTA-InSAR rock slope monitoring at the Gascons site, Gaspé Peninsula, Québec. *63^{ième} Conférence Canadienne de Géotechnique*, Calgary, Septembre 2010, 8p.
- Génilab BSLG Inc. 1988. Rapport 88805 Stabilité et crevasses pour le Bureau de la protection civile du Québec. Rimouski, Qc, Canada : 10, non publié.
- Journeaux, Bédard & associés inc. 2000. Rapport S-00-1133 Évaluation du site de l'affaissement P.M. 30.5 (Gascons est) pour le Chemin de fer de la Matapédia et du Golfe, Mont-Joli, Qc, Canada: 13, non publié.
- Journeaux, Bédard & associés inc. 2003. Rapport S-03-1460 Inspection des zones d'instabilité, Mile 30.6 Chandler Ouest et mile 96.28 Chandler est pour le Chemin de fer de la Matapédia et du Golfe, Mont-Joli, Qc, Canada : 28, non publié.
- Locat, J. et Couture, R. 1995. Rapport final : Analyse de la stabilité du massif rocheux au millage 30.5, Division de Chandler, Anse-aux-Gascons, Gaspésie, Québec. GREGI, Université Laval- non publié.
- Locat, J., Cloutier, C., Lord, P.-E., Jacob, J., Couture, R., Charbonneau, F., Singhroy, V., Danisch, L., Jaboyedoff, M., Pedrazinni, A., Gravel, S., 2010. An integrated mass movement monitoring system for rockslide hazard assessment at Gascons, Gaspé Peninsula, Québec. *63^{ième} Conférence Canadienne de Géotechnique*, Calgary, Septembre 2010, 8p.
- Rosser, N.J., Petley, D.N., Lim, M., Dunning, S.A., Allison, R.J. 2005. Terrestrial laser scanning for monitoring the process of hard rock coastal cliff erosion, *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, vol. 38, n°4:363-375

Displacement patterns obtain from monitoring system at the Gascons rockslide, Gaspé Peninsula, Canada

Session NH3.8 Large slope instabilities: characterisation, dating, triggering, monitoring and modelling

ID: EGU2011-3877

Authors

Catherine Cloutier, Jacques Locat, and

Laboratoire d'études sur les risques naturels, Université Laval, Québec, Qc, Canada

Réjean Couture

Geological Survey of Canada, Natural Resources Canada, Ottawa, On, Canada

Along the coast of the Gaspé Peninsula, in Quebec, Canada, a railroad runs directly across an active rockslide involving a volume of 560 000m³. First geotechnical studies in the early 1990's revealed an important fissures network and significant displacements of up to 13 mm/month. In July 1998, a moving rock compartment of approximately 500 m³ fell down the cliff and caused damages to the railroad interrupting the traffic for several days. The failed rock mass and the railroad were situated approximately at the same elevation (60 m above sea level) as a result, the granular material supporting the tracks followed the block down the cliff.

A near real time monitoring system has been installed in 2009 and 2010 in order to develop an early-warning system. The instrumentation consists of 12 crackmeters, nine piezometers installed in three boreholes reaching a depth of 50 m, one tiltmeter, two 50 m long accelerometers strings (Shape Accel Array, SAA) in vertical boreholes, one 60 m horizontal accelerometers string (SAA) and a weather station. Manual reading instruments are installed on site and consist of an extensometer network of 40 rods, an inclinometer tubing of 60 m and six targets to be surveyed with a total station. Moreover, the remote sensing technique PTA-InSAR is applied to monitor the displacement of the rock slope. For this purpose, 20 permanent reflectors have been installed. After more than a year of acquisition, some interesting trends are observed and some interpretation can be derived for the post-failure behaviour of this slow moving rockslide. The kinematic behaviour is complex. The slide is composed of multiple compartments that are individualised to a more or less important degree. They are delimited by sub-vertical fissures, with widths reaching 10 m. The slide can be separated into three parts: the lower part including the cliff area, the middle part which is the railroad cut and right-of-way, and the upper part above the railroad. As of now, there is a clear difference between movement patterns in the lower and upper part.

The upper part is showing mostly regular displacement patterns with displacement rates of 5 to 40 mm/year. Most of the instruments in this sector are read manually, so the frequency of reading might not be sufficient to detect short accelerations and decelerations. Nevertheless, one accelerometer string, read every 6 hours, shows a regular trend except for two episodes in fall 2010. Two step-like displacements of 7 and 5mm were detected by the sensors on an overall displacement of 40 mm in a year. In the lower part and in the railroad right-of-way the movements are not so regular and show episodic or chaotic patterns. The fissures are closing and opening, which is the result of unsynchronized movements from the blocks on each side of the fissure.

Although the main cause of sliding may be related to shore erosion, the actual higher rate of displacement takes place in the upper part of the slide. Piezometric results from the upper part are showing important pressure variations related to precipitation and snowmelt. This phenomenon is not observed in piezometers installed near the cliff. Even though the monitoring system is recent, the data set is giving surprising information and an overall seasonal trend can be defined, with slower rates in the summer months. Fine analysis of the kinematic behaviour of the slide will lead to a better evaluation of risk associated with this active rockslide.

Analysis of one year of monitoring data for the active Gascons rockslide, Gaspé Peninsula, Québec

Catherine Cloutier, Jacques Locat & Pierre-Étienne Lord
Département de géologie et de génie géologique, Université Laval, Québec, Qc, Canada
Réjean Couture
Natural Resources Canada, Ottawa, Ontario, Canada

ABSTRACT

Along the coast of the Gaspé Peninsula, in Quebec, Canada, a railroad runs directly across an active rockslide involving a volume of 0.5Mm³. A near real time monitoring system has been installed in 2009 and 2010 in order to develop an early-warning system. After more than a year of data acquisition, an overall seasonal trend has been observed, with slower movements in the summer months and acceleration in fall through early winter. Information acquired by the monitoring system and other sources enables the evaluation of the failure surface geometry with good confidence.

RÉSUMÉ

Sur la côte de la baie des Chaleurs gaspésienne, au Québec, Canada, la voie ferrée traverse un glissement rocheux actif, d'un volume de 0,5Mm³. Un système d'observation, en quasi temps réel, a été mis en place en 2009 et en 2010 dans le but de développer un système de surveillance et d'alerte. Avec plus d'un an de données en main, une variation saisonnière des taux de déplacement est observée. Elle est caractérisée en été par un ralentissement et par des déplacements plus rapides qui débutent en automne et perdurent l'hiver. Les données acquises du système d'observation et d'autres sources permettent d'établir avec confiance la forme géométrique de la surface de rupture.

1 INTRODUCTION

Along the coast of the Gaspé Peninsula, in Quebec, Canada, a railroad runs directly across an active rockslide involving a volume of 0.5 Mm³ (Figure 1). First geotechnical studies in the early 1990's revealed an important fissures network and significant displacements of up to 13mm/month (Locat and Couture 1995a and b). In the municipality of Port-Daniel-Gascons, the locals have been aware of the rockslide for a longer time. The expression "thunder holes" is used by older people to refer to the fractures.

The Gascons rockslide is an active composite extremely slow to very slow rock slide-rock topple and is in its post-failure stage (Leroueil et al. 1996). In 2009 and 2010, a monitoring system was designed and installed. The monitoring effort is addressing two main aspects: (1) understanding and (2) mitigating, the mitigation component being part of risk management decision. The analysis of the rockslide will be based on knowledge generated by field techniques providing information on: the stratigraphy, the position of the failure surface, the types of mass movements involved, the role of groundwater and the displacements of the various blocks involved in the slide. Because the slide is undergoing post-failure displacements, the various in situ instruments are put in place not to evaluate the factor of safety of the slope, but to understand what affects its kinematics in order to be able to develop warning criteria based on displacement observations and their response to the various contributing factors such as erosion and pore pressure variations.

This paper presents the analysis of data from one year of monitoring. It starts with a general description of the rockslide and then continues with the analysis of the failure surface geometry, pore water pressures and displacements.

2 THE GASCONS ROCKSLIDE

The cliff of the Pierre-Loiselle bay is cut into Silurian to Devonian sedimentary rocks lying as an angular unconformity on the Cambrian Maquereau group (Bourque and Lachambre 1980). The sector of interest (Figure 1) is limited by the Port-Daniel River fault to the west and by the angular unconformity to the east.

The active rockslide is mostly taking place in the Anse-à-Pierre-Loiselle formation described by Bourque and Lachambre (1980) as a transition unit between the Anse Cascons formation (sandstones) and La Vieille inférieure (limestones) that are part of the Chaleurs Bay synclinorium (Figure 2). The Anse-à-Pierre-Loiselle is comprised of sandstones alternating with mudstones, to fossiliferous units with increasing percentage of limestone concretions going upward. Bourque and Lachambre (1980) mention the presence of a conglomeratic unit in the middle of the Anse-à-Pierre-Loiselle formation. Strata are dipping 23° south-south-east (Figure 1) until they approach the fault, where the bedding planes curve upwards forming a syncline (red arrow in Figure 2).

East of the Gascons rockslide, scars of past translational slides are observed (Figure 1). Erosion of the toe of the slope by the action of the sea is certainly the key factor leading to instability. A strong structural

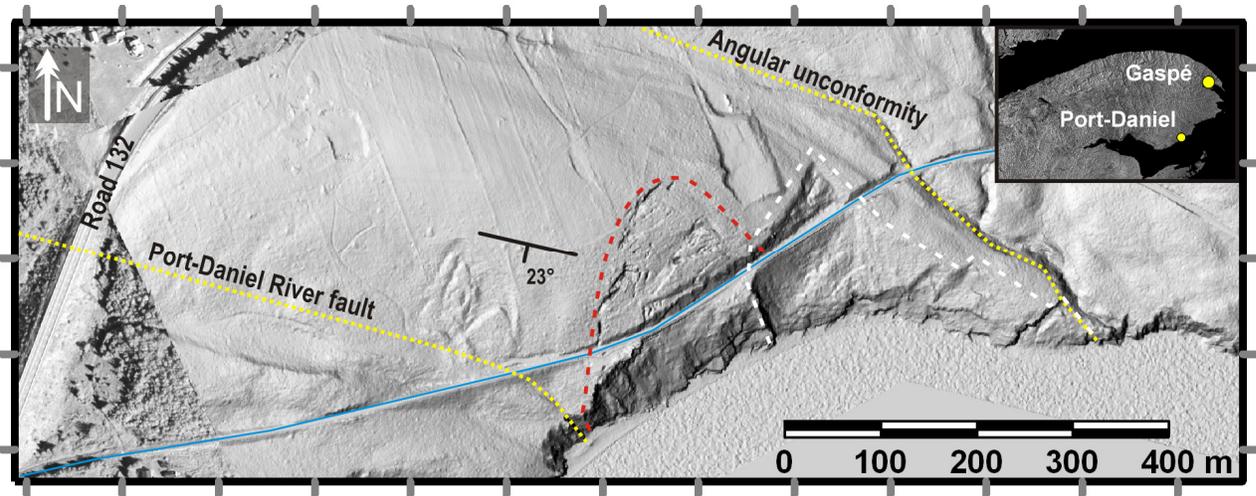


Figure 1. LiDAR survey of the Gascons rockslide (dashed line in red) area, showing in blue the railroad and other rockslide scars within the area defined by the white dashed line. (© Natural Resources Canada. All rights reserved.)

control is suggested by the repeating patterns in the active rockslide and the similar morphology with the ancient scar directly east of the Gascons rockslide.

Moreover, the main lineaments forming the opened fractures correspond with discontinuity sets of the rock mass (Cloutier et al. 2010). Those fractures are clearly visible on the elevation model produced from airborne LiDAR survey visible on Figures 1, 2, and 4. It is interesting to note that on the 1933 aerial photograph the terrain is clear of trees and the large fractures are not visible.

The sliding mass is divided into compartments, which are individualized from the main body to different degrees (Lord et al. 2010). In fact, near the top of the cliff, a sector of blocks of precarious stability is named the Petit-massif (Figure 3B and Figure 9A). Planar and wedge sliding, as well as toppling, are possible failure modes for those compartments; as for example the upper-eastern bloc of the Petit-Massif is kinematically free for planar failure (Figure 9A). The possible evolution of those compartments in rock falls is a threat to the railway integrity, because it could destabilize the foundation. In July 1998, such a phenomenon happened. The failed rock mass and the railroad were situated approximately at the same elevation (60 m above sea level); as a result, the granular material supporting the tracks followed the block down the cliff. This event caused damage to the track and interrupted the traffic for several days. The construction of a retaining wall was necessary.

Possible rock falls in the cliff area and ballast falling inside fissures leaving the rail without support represent short term risks for the railway. The main sliding mass, which is moving slowly, is not seen yet as a short term threat to the railway, but the effect of cumulate displacements over the years will affect the railway. Moreover, if the slide evolves towards faster rates of displacement, then the risk associated with the main body of the instability would increase.



Figure 2. Geological formations are identified on a photograph taken from the Chaleurs Bay. The red arrow is showing the curving of the bedding (the width of the photograph shows about 400m of the coastline).

3 MONITORING SYSTEM

The approach used to monitor the rockslide can be separated in two parts: direct and remote monitoring. The direct monitoring part is composed of sensors installed in-situ (Figure 3), while remote monitoring refers to satellite monitoring with the InSAR technique. The monitoring enables one to follow surface and in depth displacements (magnitude and direction), pore water pressures, tilting of the retaining wall, settlement of the railway ballast, and weather. The following presents briefly the monitoring techniques used to gain information on the six parameters mentioned above. A complete description of the system design is available in Locat et al. (2010).

The surface displacements are measured by an extensometer network, which consists of 44 rods anchored in rock and in soil. The distance between pairs of rods is measured manually. In 2009 and 2010 a total of nine measurements were taken. Because monitoring points can be added with relatively low cost and because the installation offers a lot of flexibility, this type of instrument has the best spatial dispersion, and therefore, gives very useful information. Surface displacements are also followed by the twelve crackmeters, read automatically every five minutes. They are installed in the railroad and in the cliff area (Figures 3 and 9A). In the short term, the movements in this sector appear to be the

most critical hazard for the immediate railroad safety. This is the sector of the 1998 instability.

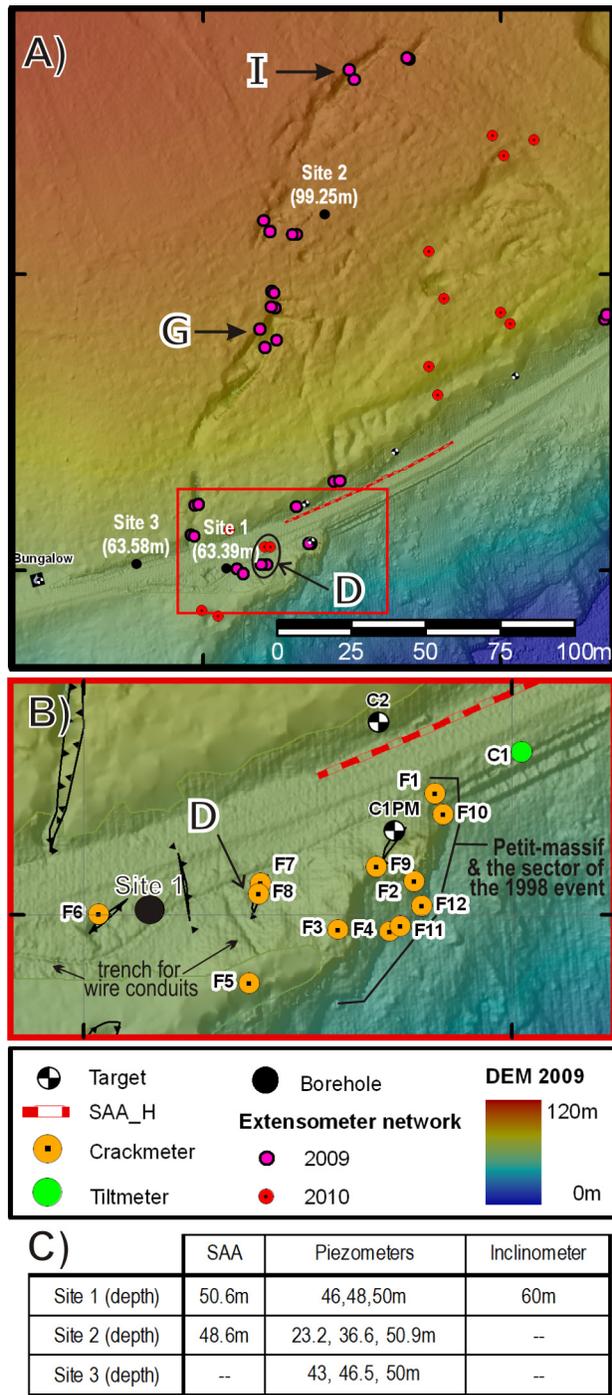


Figure 3. A) Location of in-situ instruments with borehole sites 1, 2 and, 3. B) Railway vicinity and Petit-massif area. C) Instruments in boreholes.

Surveys with a total station instrument are done on a number of targets that are either reflective plates or

marks on boreholes and other structures. Displacements are also followed by satellite radar techniques. Artificial radar reflectors have been installed to allow the use of the PTA-InSAR technique (Couture et al. 2010). This will not be addressed in this paper, but the reader is referred to the paper by Couture et al. (2011) presented in this conference.

At site 1 (Figure 3A), displacement profiles with depth are obtained from a traditional inclinometer reaching a depth of 60m and from a 52m shape-accel-array (SAA) (Danisch et al. 2010) acting as a permanent inclinometer. At site 2 (Figure 3), a 48m SAA is installed. The two vertical SAA are read automatically every six hours.

Crackmeters and extensometers are, in most cases, measuring opening and closing of fractures. Such readings are taken between two points inside the moving mass. These measurements are referred to as relative displacements. Moreover, an increase in distance means that the two points are moving apart but it does not give the direction of movement. To overcome this limitation, one rod can be paired with many others to have more than one direction of measurement, and some of the extensometer points are situated at the limit of the unstable mass. A pair of crackmeters has been installed at a 90° angle to read two components of displacement. Surface displacements obtained from PTA-InSAR and the total station surveys will be providing absolute displacements and directions. Therefore, the coupling of the crackmeters and extensometers with the PTA-InSAR and total station measurements will provide the necessary information to create a kinematic model.

At sites 1, 2, and 3, pore water pressures are measured. At each site, a borehole 50m deep contains three vibrating wire piezometers read every six hours. Depths of the installation are mentioned in Figure 3C. Every hour, a weather station (installed at the bungalow, Figure 3a) acquires data on air temperature, relative humidity, barometric pressure, snow and rain precipitation and wind speed.

For mitigating purposes, the integrity of one of the retaining walls and the ballast are monitored. Every five minutes, a biaxial tiltmeter is measuring changes in tilt of the retaining wall. A 60m SAA is buried horizontally parallel to the railroad and is measuring vertical displacements (Figure 3B). The horizontal SAA is read every half hour.

The instruments were not all installed at the same time, which explains why the data sets are not of equal time lengths. This was motivated by design objectives. Each instrument brings a better understanding of the rockslide; therefore, better design results from enhanced knowledge. At first, in June 2009 part of the extensometer network was installed to gain knowledge on the magnitudes of displacements in order to properly choose the automatic instruments. Then in Fall 2009, the electrical instruments, automatic acquisition and transmission were put in place, as well as eight permanent targets for remote sensing monitoring. In summer 2010, the monitoring system was enhanced with fourteen extensometer rods, six crackmeters, and the acquisition system was modified. Finally, in fall 2010 fifteen permanent reflectors for PTA-InSAR were added. The rockslide is monitored by multiple means and this

assures a useful redundancy in measurements. A year of data is now available and the next section presents the first results and interpretations.

4 DATA ANALYSIS

4.1 Failure surface

In this section, the sliding mass morphology will be presented, with emphasis on the failure surface geometry which is determined from detailed mapping of the fissure network, from borehole stratigraphy and from profile of displacements obtained from instruments in the boreholes. The main mass movement is a translational slide, with a wedge shape (Figures 4 and 5) and it slides mostly along the bedding planes of the Anse-à-Pierre-Loiselle formation.

Figures 4 and 5 present the failure surface morphology obtained by fitting a plane to the eastern limits of the slide. Those limits are determined from the detailed mapping of fissures and lineaments (Figures 1 and 4). A plane with the mean dip and dip direction of the bedding has been created and moved vertically, until the best fit with the eastern limits was obtained.

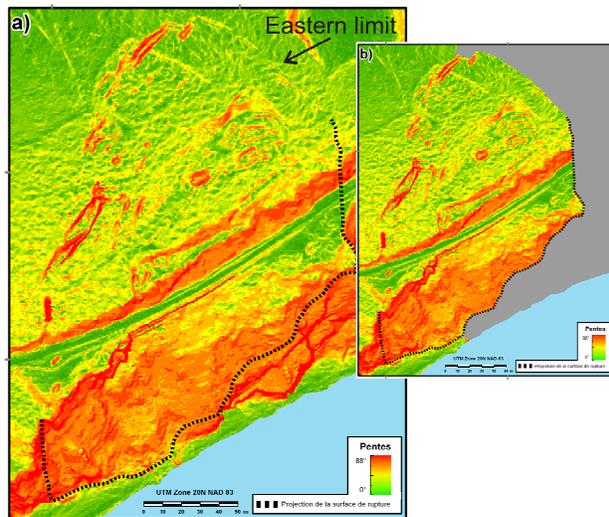


Figure 4. A) Delimitation of the unstable area in black determined by the grey plane in B) In grey, plane with direction and dip direction of bedding fitted to the eastern limit of the rockslide.

As can be seen on Figure 4B, the plane in grey matches well the eastern lineaments of the instability. This plane is also used to trace the limit of the unstable sector in the cliff (black line in Figure 4). Figure 5 presents the sector with the unstable mass removed. Of course, to use this method the hypothesis that the failure surface follows only one bedding surface is imposed. This exercise also enables the evaluation of the volume of the sliding mass to be 561 300m³.

From this analysis, the depths of the failure surface at the borehole positions are computed. At site 1, the failure surface would be at 46.5m under the surface (16.5m a.s.l.) and at 28m at site 2 (71.3m a.s.l.)(Figure 3). At site 1, the core from 44.7 to 49.6m is a highly fractured, non-calcareous mudstone unit alternated with thinner (approx. 1 cm) calcareous sandstone units. It is overlaid by a 6m thick coarser unit of mudstone alternated with sandstones and conglomerates, which is associated with the conglomerate mentioned by Bourque and Lachambre (1980). At site 2, the situation is very similar. The conglomerate unit is present from 19 to 29m and is characterized by coarser lithic fragments compared to site 1. Non calcareous mudstones are also found in and under the conglomerate unit from 25.6 to 34m. In both cases, it is the only section in the cores where the rock does not react to hydrochloric acid.

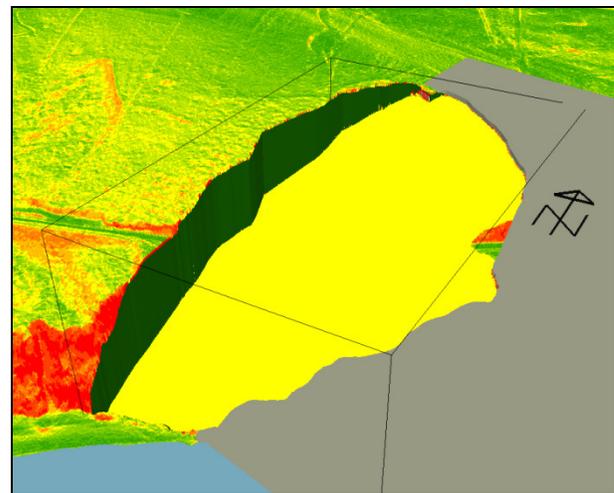


Figure 5. Morphology of the rockslide sector, if the unstable mass determined by the plane fitting technique is removed.

Instruments installed in the boreholes also give information about the geometry of the sliding mass. At site 2, the vertical SAA is showing a clear separation at 22m under the surface (Figure 6). The section shallower than 22m has experienced a total displacement of 43mm in a year and appears to be moving as a block. From 22 to 31m the annual magnitude of displacement is less important, but significant, with an integrated value less than 20mm. These observations are in good agreement with the maximum depth estimated above from the projection of the plane of the failure surface. As will be mentioned in the next section, the displacements above and below 22m have different patterns and directions of movement.

The situation is different for the inclinometer and the SAA installed at site 1. Both instruments are showing similar trends, but the trends are different from what is observed at site 2 and for multiple reasons the interpretation is not as self-explanatory. In fact, for the

boreholes at site 1 it is important to take into consideration

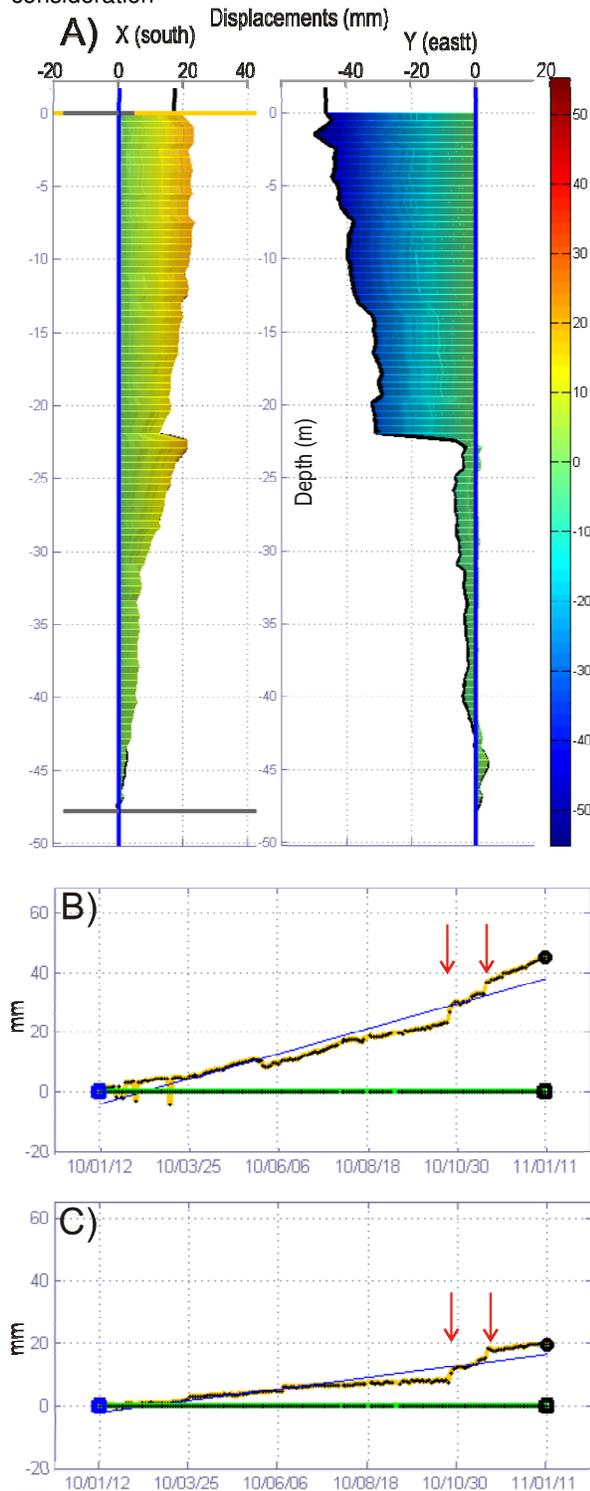


Figure 6. A) Displacement vs depth profile for SAA at site 2 in the X(south) and Y(east) direction. B) Displacement vs time at a depth of 10m. C) Displacement vs time at a depth of 25m.

that a cavity of 2m was encountered while drilling and that the quality of the rock mass overall is lower than at site 2 as estimated from RQD and core recovery data (Danisch et al. 2010). Such void spaces in the rock prevent adequate grouting of the inclinometer tubing and of the SAA in that portion of the borehole. Therefore, part of the displacement measured would be due to the deformation of the tubing in those void spaces. This hypothesis is also supported by the “S” shape of the SAA, suggesting that some deformation of the tubing under gravity may have taken place soon after the installation.

The inclinometer data set is composed of four measurements distributed from December 2009 to July 2010. For the SAA, the data set is longer and starts in October 2009 and continuous monitoring is done, at a rate of every 6 hours. One thing that can be seen from the results is that the displacements are more chaotic and are not indicative of monolithic block movement. The deeper displacements are observed at a depth of 43m, which is in good agreement with the position of the failure plane shown in Figures 4 and 5. The preliminary analysis of the displacement direction shows that it is not parallel to the dip direction of the bedding planes. Both the SAA and the inclinometer data are showing maximum displacement in the east-south-east direction, which may indicate that in that portion of the rock mass, the slide mass is also moving in the direction of the main escarpment.

It is believed that the main failure surface position and shape is established with a significant confidence level. It is also becoming clear that shallower failure planes exist and movements are happening in more than one direction. Other types of data are also providing information to help to understand the rock mass morphology, behaviour and failure surfaces.

4.2 Pore water pressures

Pore water pressures are measured in three boreholes located at sites 1 (near the cliff), 2 (uphill) and 3 (outside of the sliding mass) (Figure 3). The first year of data reveals differences in the piezometer responses.

At site 1, an equivalent water level of 18m a.s.l. is calculated from the data from the three piezometers. The failure surface is estimated to be at an elevation around 16.5m a.s.l.. No variation is seen through the year, and the water level shows very little response to external factors (precipitation and snow melt). This is in complete contradiction with what is observed uphill (site 2).

At site 2, three piezometers are installed at depths of 23.3, 36.6 and 50.9m (Figures 3 and 7). Piezometer P4, situated above the failure surface, shows very different behaviour compared to P5 and P6, installed under the failure surface. As seen in Figure 7, P4 data are slightly influenced by precipitation and snow melt; it shows a constant water pressure with a slight decrease stabilizing in late summer 2010. On the contrary, P5 and P6 are showing fluctuations that can be linked with external events, such as the snow melt period indicated in Figure 7. This is suggesting that the sliding mass acts as a very effective drain. Pore pressure variations at P5 and P6 are probably linked to fissures filling with water. In a parametric study on the effect of water level on stability,

Locat and Couture (1995b) have shown that the factor of safety gets close to one or less once the water level reaches the failure surface.

Those observations would not be possible without the automatic acquisition of the pore water pressures every 6 hours.

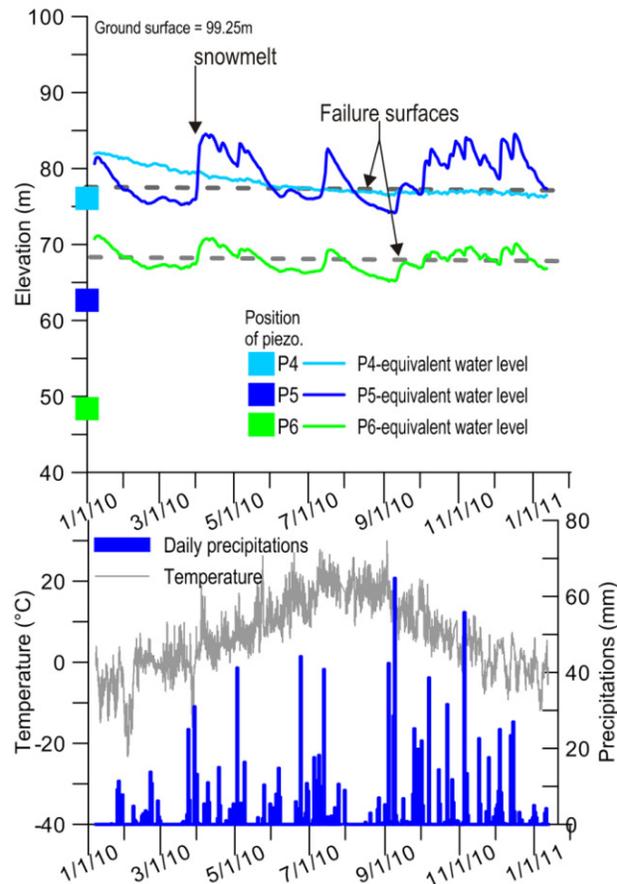


Figure 7. Pore water pressures measured at site 2 by piezometers P4, P5, and, P6 and temperature and daily precipitations observed for the same period.

4.3 Displacements

As said earlier, a clear failure surface is observed at 22m depth on the vertical SAA at site 2, but significant displacements are occurring until 31m depth (Figure 6A). The mass above 22m depth reached a total displacement of 43mm in a year, while the magnitude of displacement increases regularly from 31 to 22m to reach a maximum value of 20mm.

The displacements of the lower mass are episodic. In between those events, the mass is coming almost to a halt as can be seen from the graphic in Figure 6C. Those episodic movements are also observed in the upper part, but a continuous movement is added to the trend (Figure 6B) of 2.5 to 4mm/month. The direction of the episodic

movements is south, while the regular displacements of the mass above are towards the west.

The episodic displacement pattern of the lower part became clear late in fall 2010 after the two events indicated by arrows on Figures 6B and 6C. At the time of writing, no clear relations have been established with water pressures or precipitation. A possible explanation would be that the shape of the profile in Figure 6 might be due to a toppling of the lower block, while the upper part is sliding. The rock mass above could be dragged by the lower part.

The displacements measured by the vertical SAA situated uphill are absolute because they are measured from a point below the unstable mass. They can be compared to displacements obtained from extensometer pairs situated in fissures named G and I (Figure 3A), that have annual displacements of 17 and 10mm respectively. The displacements are smaller but of the same order of magnitude. Because there is a fissure uphill of fissure G, relative displacements are measured. In the case of fissure I, no fissures have been observed uphill.

The extensometer measurements of fissures G and I show mostly regular and continuous patterns, which is not the case for all of the extensometer pairs (Figure 8). In the railway vicinity, chaotic patterns are observed on some fissures, such as fissure D (Figures 3 and 8). Moreover, displacements measured by crackmeters F2, F3, F4, F5, and F6 are much smaller than what is measured with extensometers in larger fissures. Those crackmeters are installed on opened fissures in the cliff and railway vicinity and the measured displacements vary from 1.2 to 2.3mm in a year. Those measurements do not represent the total displacement of a rock compartment, but the relative displacement between two blocks.

F11 and F12, two crackmeters installed in July 2010, show particular displacements (Figure 8A). The mean rate of displacement of F11, for five months of operation, is 1.7 mm/month, which is much higher than what is observed on the other crackmeters. F12 has been installed to measure displacement on a sliding plane instead of the opening of a fracture as shown in Figure 8B. The displacement observed is concentrated in one event, as is the case for the vertical SAA at site 2 (Figure 6C).

The chaotic pattern is related to subsequent closing and opening of fissures that are either due to changes in direction, rotation or unsynchronised movements of blocks. This probably reflects a higher degree of individualization of the compartments closer to the cliff.

For the instruments installed in November 2009, over a year of data has been acquired and seasonal variations are observed on most of the sensors. They are characterized by a decrease in movement rates from June to September. Figure 8 shows two examples of the data showing seasonal variations, the crackmeter F6 and the horizontal SAA (Figure 3).

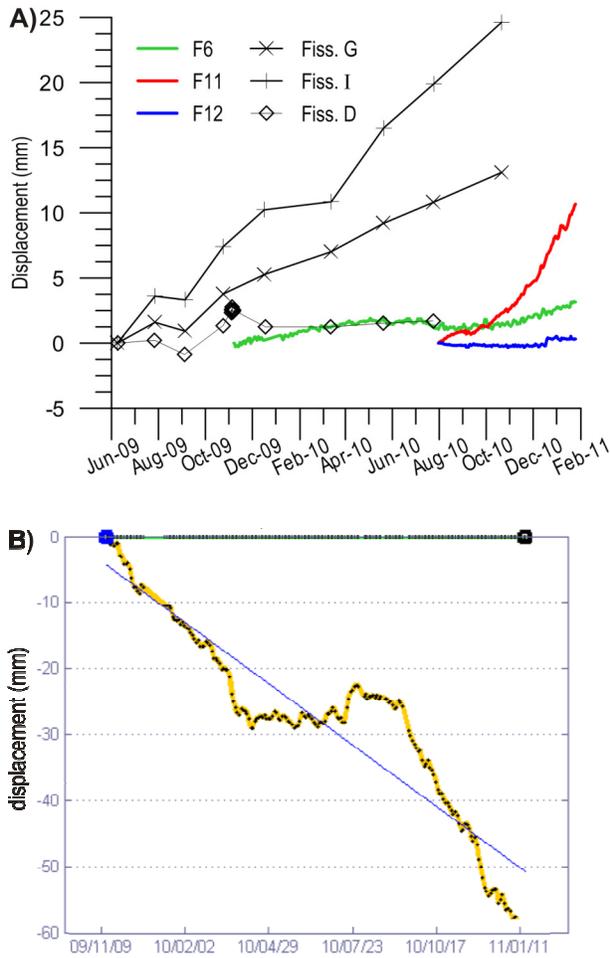


Figure 8. A) Displacement of extensometer in fissures G, I, and D, as well as crackmeters F6, F11 and F12. B) Vertical displacement of the horizontal SAA buried in the ballast.

5 DISCUSSION

For the instruments installed in 2009, more than one year of data is now available. We are starting to get more familiar with what the measurements of every sensor mean and what information can be determined in terms of the rock mass behaviour.

From the beginning, it was planned that the installation of instruments would be conducted in two steps almost a year apart. The data obtained from the first instruments was very useful for the design of the second installation effort. In summer 2010, instruments were added to answer the questions that arose from those initial data and also to correct some flaws that were noticed through the validation phase of the system.

The extensometer network has been extended to the eastern side of the slide (purple dots in Figure 3). Along the eastern limit of the instability, the rock is not visible and the fracture network is limited to linear depressions in the ground. It is in contrast with the western side, where

fractures are clearly developed and opened. Only two measurements have been taken so far on the new extensometer pairs and those data are not included in this paper.

The seasonal pattern described above is relying only on one year of data. The seasonal variation observed shows a decrease in movements in summer, but a longer period of observation is needed to support the hypothesis. It has to be noted that the 1998 event happened in July, so the summer months are not necessarily free of movements.

Not only the magnitude of displacement is useful, but the direction of movement is also of prime relevance to correctly understanding the kinematic behaviour of the sliding mass and the interactions of compartments. Already, data from the SAA and inclinometers are giving meaningful information about the direction of sliding.

All the data obtained enable a better understanding of the kinematic behaviour of the rockslide. The analysis presented in this paper is preliminary and a lot of interesting analysis is still to be done.

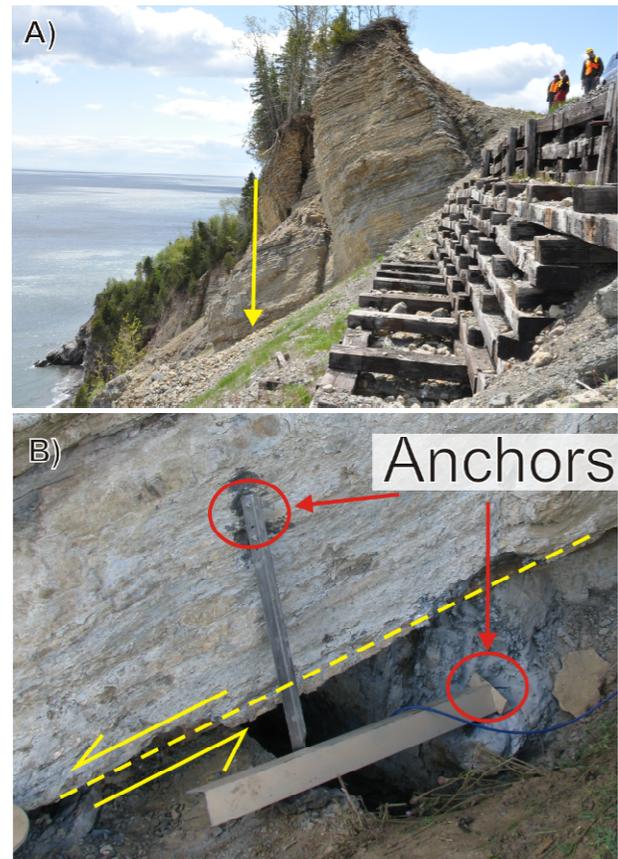


Figure 9. A) Position of the crackmeter F12 and looking west at the Petit-massif B) F12 is installed to monitor a translational movement of the upper block relative to the lower block. F11 is measuring the opening of the crack below F12.

6 CONCLUSION

A railroad runs directly across the active Gascons rockslide in the municipality of Port-Daniel-Gascons. A monitoring system was installed in 2009 and 2010 to investigate the post-failure behaviour of an active rockslide in order to create an early-warning system.

The monitoring system is coupling direct (in-situ geotechnical instruments) and remote (InSAR) monitoring. The failure surface geometry is determined from stratigraphy, morphology and displacement profiles with depth. The rock mass is sliding on bedding planes of the Anse-à-Pierre-Loiselle formation associated with the conglomeratic unit and non-calcareous mudstone.

Pore water pressure measurements show that, in the upper part of the slide, water pressure developing near the failure surface might be an important factor. The increase in pressure is related to snow melt and precipitation. Such responses to external factors are not seen by the piezometers at site 1, situated on the seaside of the railroad.

Displacement rates are subject to seasonal variations, and they vary throughout the instability. Moreover, the direction of movement is not continuous across the rockslide.

To conclude, this paper presents the advancements of the Gascons project and preliminary results obtained from the monitoring system as of January 2011. Continuous acquisition of data is ongoing and field work is planned to get measurements from manual reading instruments twice a year. The reader is referred to the paper by Couture et al. (2011) presented in this conference for information about the indirect monitoring realised with the PTA-InSAR technique.

ACKNOWLEDGEMENTS

The writers would like to acknowledge the support of the Ministère des transports du Québec, Transport Canada, the Ministère de l'éducation des loisirs et des sports du Québec, and the Canadian Space Agency. The writers would like to thank Lee Danisch from Measurand and Pierre Therrien from Laval University for the development of data management tools and acquisition system, and Dominic Turmel from Laval University for his help with field work. Thanks also to the Chemin Fer de la Gaspésie and Railterm for their logistic support. Thanks to Baolin Wang for his review. The Earth Science Sector contribution number is 20100448.

REFERENCES

- Bourque, P.-A. and Lachambre, G. 1980. *Stratigraphie du Silurien et du Dévonien basal du sud de la Gaspésie. Rapport ES-30*. Québec, Direction de la géologie, Direction générale de la recherche géologique et minérale, Ministère de l'énergie et des ressources du Québec: 123.
- Cloutier, C., Locat, J., Lord, P.-É., and Couture, R. 2010. Caractérisation des instabilités côtières dans le secteur de Port-Daniel-Gascons, Gaspésie, Québec. *63rd Canadian Geotechnical Conference and 6th*

- Canadian Permafrost Conference*, Calgary, AB, Canada, 71-79.
- Couture, R., Charbonneau, F., Murnaghan, K., Singhroy, V., Locat, J., and Lord, P.-É. 2010. PTA-InSAR rock slope monitoring at the Gascons site, Gaspé Peninsula, Quebec. *63rd Canadian Geotechnical Conference and 6th Canadian Permafrost Conference*, Calgary, AB, Canada, 102-110.
- Couture, R., Charbonneau, F., Singhroy, V., Murnaghan, K., Drouin, H., Locat, J., Lord, P.-É., and Cloutier, C. 2011. PTA-InSAR rock slope monitoring at the Gascons site, Gaspé Peninsula, Quebec : Preliminary results. *5th Canadian Conference on Geotechnique and Natural Hazards*, Kelowna, BC, Canada.
- Danisch, L., Patterson, T., Cloutier, C., Locat, J., and Lord, P.-É. 2010. Integration of SAA technology for coastal rock slope movement monitoring at Gascons, Gaspé Peninsula, Québec, Canada. *63rd Canadian Geotechnical Conference and 6th Canadian Permafrost Conference*, Calgary, AB, Canada, 86-93.
- Leroueil, S., Vaunat, J., Picarelli, L., Locat, J., Lee, H., and Faure, R., 1996. Geotechnical characterization of slope movements, in Senneset, K., ed., *Seventh International Symposium on Landslides*, Volume 1: Throndeim, A.A. Balkema, p. 53-74.
- Locat, J., and Couture, R. 1995a. Rapport final : Analyse de la stabilité du massif rocheux au millage 30.5, Division de Chandler, Anse-aux-Gascons, Gaspésie, Québec: Québec, Groupe de recherche en Environnement et en Géo-ingénierie, Université Laval, p. 95.
- Locat, J. and Couture, R. 1995b. Analyse de la Stabilité d'un Talus Rocheux à l'Anse-aux-Gascons, Gaspésie, Québec, *48th Canadian Geotechnical Conference*, Vancouver, BC, Canada: 885-892.
- Locat, J., Cloutier, C., Lord, P.-É., Therrien, P., Jacob, C., Nadeau, A., Hébert, D., Couture, R., Charbonneau, F., Singhroy, V., Murnaghan, K., Danisch, L., Jaboyedoff, M., Pedrazzini, A., and Gravel, S. 2010. An integrated mass movement monitoring system for rockslide hazard assessment at Gascons, Gaspé Peninsula, Québec: An Overview. *63rd Canadian Geotechnical Conference and 6th Canadian Permafrost Conference*, Calgary, AB, Canada, 35-43.
- Lord, P.-É., J. Locat, et al. 2010. Analyse des déplacements du glissement de Gascons, Gaspésie, par couplage d'observations aéroportées et terrestres. *63rd Canadian Geotechnical Conference and 6th Canadian Permafrost Conference*, Calgary, AB, Canada, 56-64.

PTA-InSAR rock slope monitoring at the Gascons site, Gaspé Peninsula, Quebec: Preliminary results

Réjean Couture, François Charbonneau, Vern Singhroy, Kevin Murnaghan & Hugo Drouin
Natural Resources Canada, Ottawa, Ontario, Canada

Jacques Locat, Pierre-Étienne Lord & Catherine Cloutier

Department of Geology & Engineering Geology – Laval University, Quebec City, Quebec, Canada

ABSTRACT

An unstable rock slope situated between Port-Daniel and Chandler in the Gaspé Peninsula (Quebec) has been impacting a railway line for several decades. As part of a recently developed near real-time monitoring program, the remote sensing technique PTA-InSAR has been applied to monitor the displacement of the rock slope. Deployment of InSAR artificial targets is described, as well as preliminary results from over one year of measurements.

RÉSUMÉ

Entre Port-Daniel et Chandler dans la Péninsule gaspésienne, un versant rocheux instable affecte depuis plusieurs décennies un segment d'une voie ferrée. Dans le cadre d'un programme de surveillance en quasi temps réel, la technique de télédétection PTA-InSAR a été appliquée to surveiller les déplacements du versant rocheux. L'installation de cibles artificielles InSAR est présentée, ainsi que des résultats préliminaires à partir d'au-delà d'une année d'observations.

1 INTRODUCTION

A section of the railroad on the south shore of the Gaspé Peninsula is threatened by an unstable rock slope near Port-Daniel-Gascons (mile 30.5 of the Chandler Division). This unstable rock slope has been impacting the railway line for several decades. In order to strengthen the railway network and to ensure a safer railway service, a near-real time monitoring program has been recently developed at this site (Locat et al. 2010; Cloutier et al. 2010). The use of InSAR techniques to monitor rock slope movement contributes the two main objectives of this multi-disciplinary monitoring program: 1) development of long-term monitoring techniques for measuring physical parameters responsible or slope movement; and 2) a better understanding of causes and consequences of slope movement to provide decision-makers with better tools in hazard and risk management.

This paper presents the preliminary results obtained from the application of the Point Target Analysis (PTA) technique of Interferometric Synthetic Aperture Radar (InSAR) to the unstable rock slope at the Gascons site. A first series of eight artificial targets was installed in 2009 (Couture et al. 2010). This paper describes the deployment of fifteen additional artificial targets in fall 2010 improving the network of InSAR targets and the quality of measurements. A first attempt is made to better understand the mechanical behaviour of the rock slope based on the displacement of the artificial targets and in relation with the displacement measurements from ground-based instrumentation.

2 STUDY AREA

2.1 Location and Background

The study area is situated between the village of Port-Daniel-Gascons and the town of Chandler on the south coast of the Gaspé Peninsula, Quebec (Figure 1). The study area that comprises the unstable rock slope is called the Gascons site. This site is located at the mileage 30.5 of the Chandler Division along the railway line linking the city of Gaspé and the interprovincial railway network. This section of the railway line has been disrupted by slope movements over the last several decades and has required continuous maintenance and multiple repairs. Previous field studies carried out in the 1990's by researchers from Université Laval (Locat & Couture 1995a; b) revealed a complex network of large open fissures beneath and in the vicinity of the railroad. Monitoring data obtained in the mid-1990's showed that some rock blocks and fissures are characterized by significant displacement. On July 23, 1998, a rock failure occurred closing the railway for several days.

2.2 Geomorphological and Geological Settings

The unstable rock slope is composed of four main zones (Figure 2). Cloutier et al (2010), Locat et al. (2010) and Couture et al. (2010) described in details each zone.

Briefly, the first zone is a large forested area located north of the railway line. The average slope of this vegetated zone is about 15°. The zone is comprised of several blocks separated by linear fractures. These features are either fissures with openings up to tens of meters or long, narrow linear depressions.

Zone II includes a southeast facing 60 m-high cliff overhanging the Pierre-Loiselle Cove and is characterized by partly vegetated colluvium and bedrock. It also comprises a large unstable rock block adjacent to

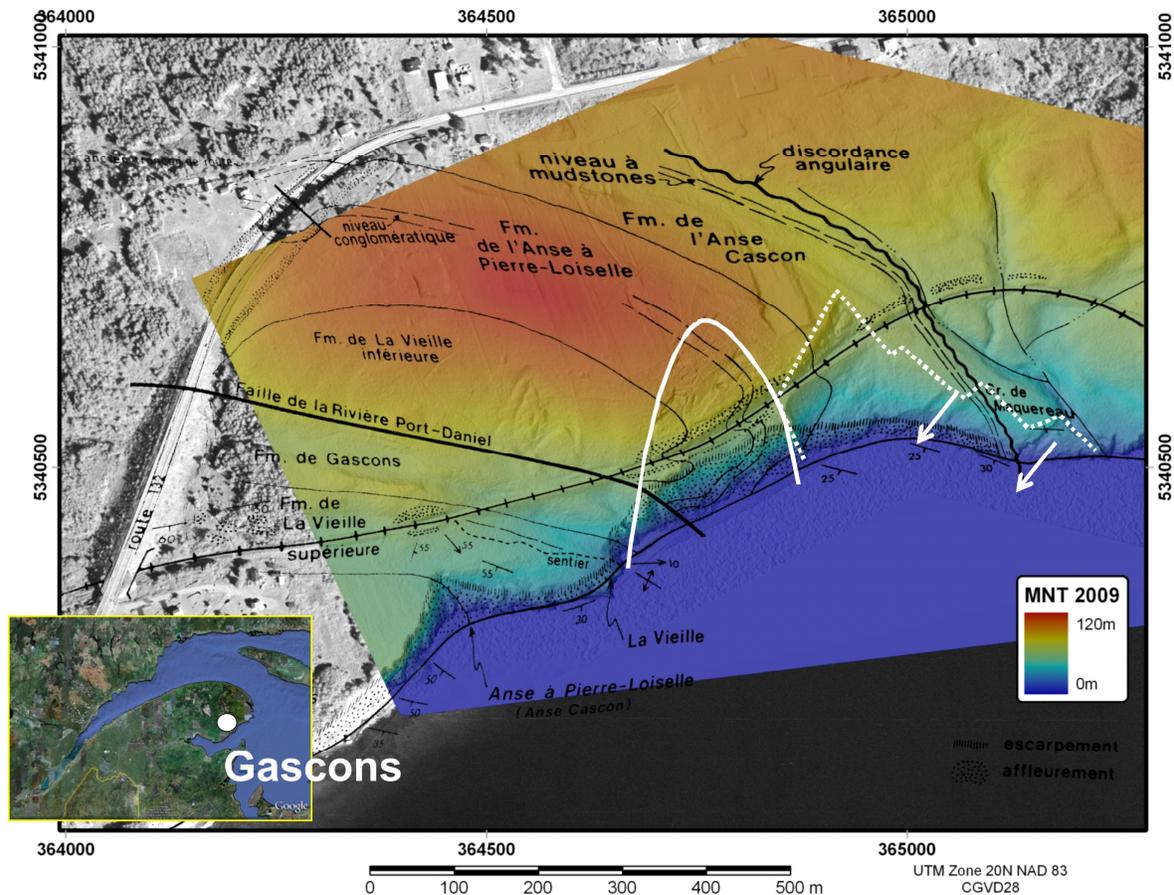


Figure 1. Location of the Gascons site, Gaspé Peninsula, Quebec.. The white line indicates the active slide zone adjacent to an older mass movements zone (dashed line) including more recent sliding activities (white arrows). Geology is from Bourque and Lachambre (1980). The 2009 aerial lidar image has been draped over an aerial photograph (modified after Locat et al. 2010).

the railway line called the Petit-massif which was subjected to a previous failure in 1998 and is still subjected to significant movement.

The third zone is defined as more or less the right-of-way of the railway line between the two other zones. This zone also exhibits discontinuous open cracks which are responsible for the loss of ballast beneath the railway track.

The fourth zone comprises all the area surrounding the active slide. Terrain in this zone is considered stable.

The bedrock geology in the study area mainly consists of a nodular and conglomeratic mudstone (Anse-à-Pierre-Loiselle) with bedding striking southeast and dipping 20-25° south (Figure 1). A second formation encompassing parts of the rock cliff, including the Petit-massif, is composed of nodular wackestone and mudstone (La Vieille Fm.). Two main orthogonal joint sets, perpendicular to the bedding planes, control the discontinuity network at the site. Two regional linear features, the Rivière Port-Daniel fault and an angular discordance, are also found at the site (thin black lines in Figure 1).

2.3 Slope Movements

The site is characterized by (undated but probably historic) large slope failures. Two are located about 300 m east of the unstable rock slope inside a major scar situated immediately east of the unstable area (Figure 1). This scar has been recently discovered following the examination of images from LIDAR surveys (Lord et al. 2010). The forested zone is characterized by the presence numerous large, open fissures mainly oriented NNE-SSW and ESE-WNW coinciding with the main discontinuity sets found in the underlying bedrock. Fissure openings vary from tens of centimetres to tens of meters, indicating significant slope movement and instability processes at the site. Movement mechanisms are not fully known but they potentially involve sliding along a deep seated plan of weakness, as well as toppling in the rock cliff (Cloutier et al. 2010).

Some of these fissures were monitored in the 1990's and are now part of a new monitoring program using traditional geotechnical instrumentation. Most

instrumented fissures have shown displacement of few millimeters to centimeters since fall 2009 (Lord et al. 2010; C. Cloutier, pers. comm. 2010).

In the 1990s, the Petit-massif showed large displacements (Couture and Locat 1995b). In 1998, it was involved in a rock slope failure damaging parts of a retaining wall, closing the railway for several days.

3 ROCK SLOPE MONITORING WITH PTA-INSAR

3.1 Overview of PTA-InSAR

The application of InSAR (Interferometric Synthetic Aperture Radar) techniques to monitor slopes in both rock and soil has been developing rapidly, including its application to landslides and mass movements (Alasset et al. 2007; Colesanti and Wasowski 2006; Fu et al. 2010; Murnaghan et al. 2010; Singhroy 2008; 2005; Singhroy et al. 2010; Singhroy et al. 2008; Singhroy and Molch 2004).

Interferometric Synthetic Aperture Radar (InSAR) is a remote sensing technique that uses multiple images from radar satellites (e.g. Radarsat-2 in the present study), which transmit electromagnetic waves towards the earth and record them after they are backscattered from the Earth's surface. Every pixel of the SAR images includes two types of information: i) the signal intensity, i.e. how much energy of the wave is returned to the satellite. The intensity is a function of the electromagnetic and geometric properties of the interacting media and can be used to characterize the targets at the Earth's surface; and ii) the phase of the wave which is a function of the distance between the antenna and the target. The phase of the returned wavefront should be unchanged when the same radar sensor images the exact same portion of the Earth from the same location in orbit. If this is not the case, then the target has moved inside the re-visit interval (e.g. slope displacement).

SAR Interferometry analyzes a pixel's phase difference between two coregistered images, for every pixel in the images. To be suitable for InSAR, a correlation or certain degree of similarity in the surface properties must exist between corresponding pixels of the two image acquisitions. This is quantified by the coherence image. Point Target Analysis (PTA) is one of the approaches amongst InSAR techniques that uses radiometrically stable scatterers for detection and processing of coherent information from multiple SAR acquisitions. Point-like targets offer good correlation over time, making it possible to estimate deformation rates at measurement locations over long term series InSAR dataset when natural ground properties such as vegetation, humidity, soil properties, and deformation rate changes influence the backscattered signal phase.

3.2 Deployment of InSAR Artificial Targets

3.2.1 2009 InSAR targets

The purpose of using artificial targets in InSAR application is that they are phase coherent pass to pass

and thus can be used to measure the position changes of the underlying scene (e.g. active slopes). They offer four advantages: i) they are simple devices to manufacture; ii) they have large radar cross sections for their physical size; iii) they have wide angular acceptance angles; and iv) they are reasonably easy to deploy.

Such targets have been installed on unstable slopes in Canada to monitor movement (Thunder River, Couture et al. 2007; Buckingham, Hawkins et al. 2007, Dyke et al. 2011; Little Smoky River, Froese et al. 2008, 2009; and southern Yukon, C-CORE 2007).

The study area of the Gascons site comprises a total of twenty-three (23) InSAR artificial targets (Figure 2). A first set of eight (8) trihedral targets of corner reflectors were installed in fall 2009 (CR1 to CR8 in Figure 2). The deployment and the anchoring of these targets are described in details by Couture et al. (2010). Strategic locations for the corner reflectors at the Gascons site were based on the extent of the unstable rock slope, the distribution of open fissures, the identification of key compartments or zones thought to be more prone to displacement, the landslide processes and potential direction of movement, and the location of complementary, ground-based geotechnical instrumentation. Their locations were also dictated by measuring relative slope movement along two main perpendicular axes within the unstable area, and by comparing measured displacement with adjacent stable zones. All the 2009 targets were installed with their symmetrical axis pointing toward the looking view of the SAR satellite in descending mode.

3.2.2 2010 InSAR targets

In fall 2010, a second set of fifteen (15) InSAR targets were installed. The rationale of this second phase of deployment of targets is based on the successful deployment in 2009, the purpose of acquiring SAR imagery in both descending and ascending modes, the increase in the accuracy of the displacement measurements, and on the acquisition of a very detailed DEM of the study area from an aerial lidar survey performed after the installation of the first set of reflectors in 2009. This detailed DEM provides better defined ground surface in zone I (forested zone) with a detailed location of fissures and morphological lineaments, which allows a better understanding of overall structural delineation of the numerous rock blocks and compartments in active slide area. The objectives of this second deployment were 1) to improve the monitoring network of more active zones to increase the accuracy of the displacements; and 2) to extend the monitoring network to zones (e.g. eastern portions of zone I and uppermost parts of Zone II) that are subjected to ground-based monitoring.

Out of these new fifteen (15) InSAR targets, five (5) trihedral reflectors (CR9 to CR13 in Figure 2) were deployed with their symmetrical axis pointing toward the

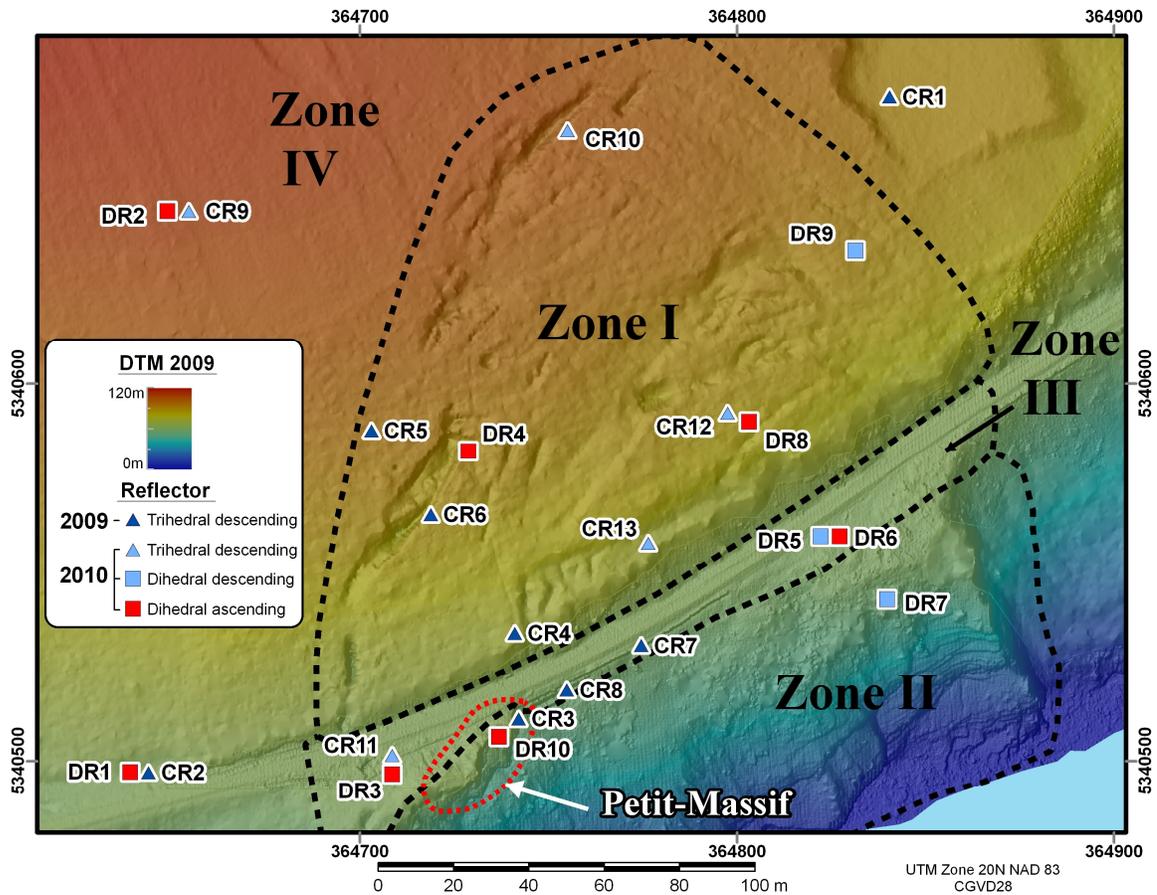


Figure 2. Location map of the four zones and the InSAR artificial targets deployed in 2009 and 2010.

looking view of the SAR satellite in descending mode (Figures 2, 3 and 4). In addition, ten (10) custom-made dihedral reflectors were installed, three (3) being deployed with their symmetrical axis pointing toward the looking view of the SAR satellite in descending mode (DR5, DR7, and DR9), and seven (7) in satellite ascending mode (DR1, DR2, DR3, DR4, DR6, and DR8; Figures 2, 3 and 5).

These new fifteen targets have been installed in bedrock, overburden and on infrastructure using the installation techniques and anchoring systems used in 2009 (Couture et al. 2010).



Figure 3. Dihedral (DR2) and trihedral (CR9) reflectors deployed in 2010.



Figure 4. Trihedral or corner reflector (CR13) installed in zone I upslope of the railway.

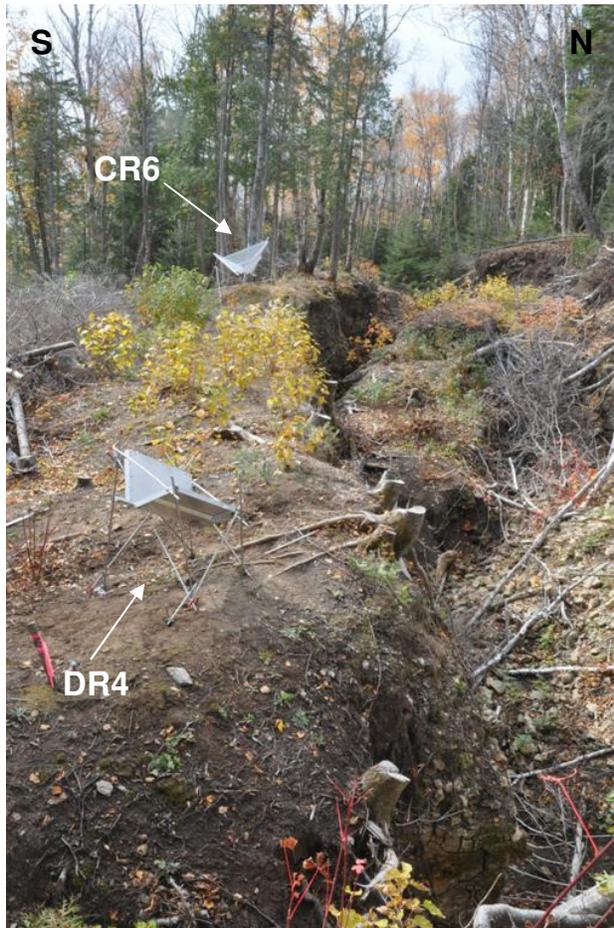


Figure 5. Dihedral (DR4) and trihedral (CR6) reflectors installed downslope of horst-and-graben like fissures in zone I.

3.3 GPS Survey and Panoramic Photography

A GPS survey was performed during the 2010 field campaign using Novatel survey grade equipment similar to as in 2009 (Couture et al. 2010). All the 2009 reflectors were surveyed except CR3 due to safety issues. The 2010 reflectors were surveyed except when another reflector is in close proximity as occurs for DR1, DR2, DR3, and DR6. Figure 3 shows CR9 and DR2 which are expected to have identical displacements. In total 18 reflectors were surveyed. The planned occupation time of 4.0 hours was exceeded for all stations, actual occupations ranged from 4.5 h to 25.6 hours. The survey marker was used as a local reference and is within 315 m horizontally of all the reflectors. Using NRCan Precise Point Positioning the survey marker moved 1.0 cm horizontally between field visits in 2009 and 2010 this is slightly larger than the estimated error of 0.7 cm. Data was collected from the closest Canadian Base Network (CBN) pillar (94K0015) approximately 28 km from the study site to verify the stability of the survey marker. Further analysis of the two survey results will produce three dimensional annual displacements which will be projected into the RADAR line-of-sight (LoS) for comparison to InSAR measurements.

Similar to the GPS survey the 360° degree panoramic photos were repeated using a Nikon D300 with a 10.5 mm Nikkor lens mounted on a Nodal Ninja Ultimate R10 panoramic head. Panoramic photos were taken from 18 reflectors and 2 benchmarks near the railway line. The photo stitching software will allow the alignment of the photos from 2009 and 2010 to highlight small changes in rock formations around the reflectors.

4 RESULTS

4.1 SAR Images Acquisition

In order to perform interferometric analysis, SAR acquisitions need to be acquired on the same relative orbits and with the same mode (e.g.: the antenna is set with the same acquisition geometry relatively to the targets). The orbital repeat cycle of RADARSAT-2 is 24 days. Consequently, since November 2009, two series of RADARSAT-2 Spotlight mode data are routinely acquired every 24 days (Table 1). 17 Spotlight mode SLA19 scenes have been acquired at an incident angle of 44° and 16 Spotlight mode SLA76 scenes have been acquired at 27°. The incident angle is the angle between the vertical and the line-of-sight of the incident radar wave. Both series are acquired during descending passes (e.g. satellite going north to south) and antenna looking in right direction (roughly looking west). A third Spotlight series have been acquired in ascending passes and right looking, since October 2010, in order to monitor the 5 newly installed dihedral reflectors. Up to January 2011, 4 Spotlight mode SLA3 scenes (incident angle of about 32°) have been acquired (Table 1). The Spotlight's

spatial resolution is 1.6m X 0.74m (range X azimuth) which helps to provide accurate response from the artificial targets and reduce the surrounding clutter noise.

4.2 2-D Displacement of 2009 InSAR Targets

Table 1. Radarsat-2 scenes acquisition dates.

SLA76	SLA19	SLA3
2009-Nov-03	2009-Nov-07	
2009-Nov-27	2009-Dec-01	
2009-Dec-21	2009-Dec-25	
2010-Jan-14	2010-Jan-18	
2010-Feb-07	2010-Feb-11	
2010-Mar-03	2010-Mar-07	
2010-Mar-27	2010-Mar-31	
2010-Apr-20	2010-Apr-24	
2010-May-14	2010-May-18	
2010-Jun-07	2010-Jun-11	
2010-Jul-01	2010-Jul-05	
2010-Jul-25	2010-Jul-29	
2010-Aug-18	2010-Aug-22	
2010-Sep-11	2010-Sep-15	
2010-Oct-05	2010-Oct-09	2010-Oct-22
2010-Oct-29	2010-Nov-02	2010-Nov-15
2010-Nov-22	2010-Nov-26	2010-Dec-09
2010-Dec-16	2010-Dec-20	2011-Jan-02

The evaluation of the displacements of the artificial targets requires different processing steps of the SAR data. Each Spotlight series is treated independently. The first step is to co-register all acquisitions to a same reference scene. The DEM needs to be converted to the SAR slant range projection and then co-registered to the reference scene. By using a multi-baseline approach, we generate interferograms from each acquisition pairs followed by the subtraction of the phase component due to the surface topography. From multi-temporal and multi-baseline iterations, the relative displacements of each reflector against the reference targets (CR1 and CR2 in Figure 2, outside of the active zone) are estimated for each 24-days interval.

Figure 6 shows the temporal displacements of the trihedral reflectors installed in 2009 estimated from the Spotlight mode-19 series between November 2009 and December 2010. These preliminary results indicate a clear trend in the cumulative displacements for all the reflectors. Positive values of displacement indicate movement towards the satellite along the LoS, whereas negative values correspond to displacement away from the satellite. Bumps in the curves may correspond either to differential displacement of reflectors and/or signal phase changes influenced by external factors. Nevertheless, steeper curve segments are observed between March and June 2010 for most of the reflectors which would indicate larger displacement rates at that period. At the moment, it is difficult to recognize established seasonal patterns in the cumulative displacement curves with time since data has been acquired for about only one year.

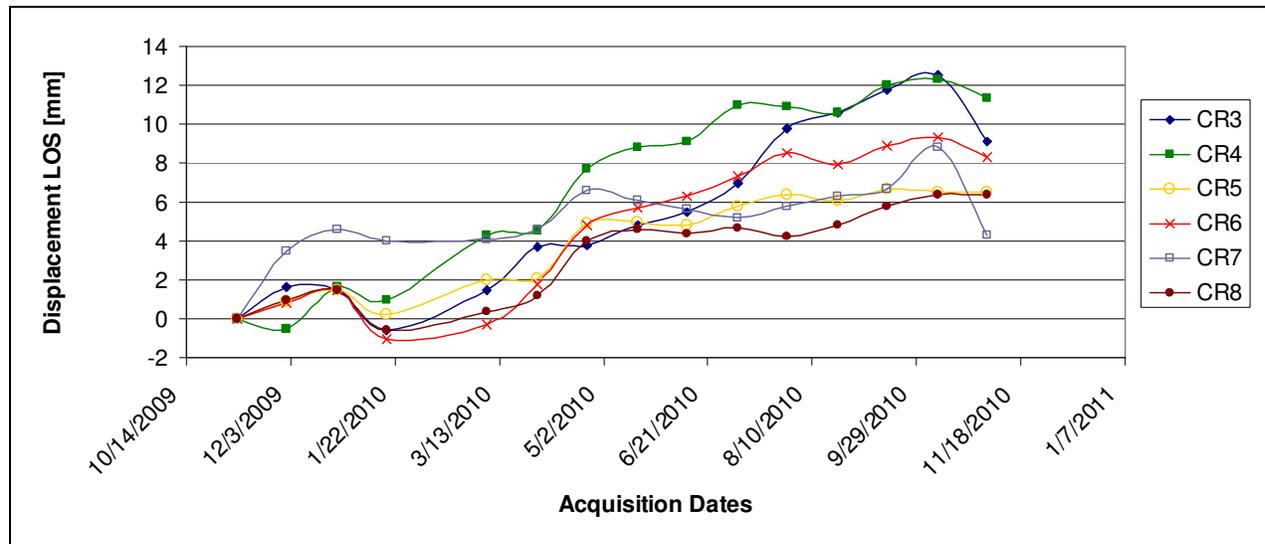


Figure 6. Cumulative displacements of the corner reflectors in the line-of-sight direction of Spotlight mode SLA19 series

Linear regression analysis has been applied to the cumulative displacement curves. Table 2 summarizes the linear displacement rates of the eight reflectors installed in 2009 in the LoS for the two Spotlight modes SLA19 and SLA76 for period between April to December 2010. CR1 and CR2 show no displacement because they act as the reference targets. We can observe that CR3, which is situated on the Petit-Massif, and CR4 present the most displacement activity while CR7 is the most stable over time. These estimated displacement rates are slightly smaller than those presented by Couture et al. (2010). These latter estimated annual rates were calculated based on regression linear over 8 months of acquisition only. Thus, the estimated rates listed in Table 2 better reflect the displacement of the trihedral reflectors at Gascons.

Once the precision satellite baseline analysis will be updated and we will have acquired a full second year of data, it will worth to decompose these two line-of-sight displacement values into horizontal and vertical components of displacement. These results could then be used as input into kinematic geological and geotechnical models.

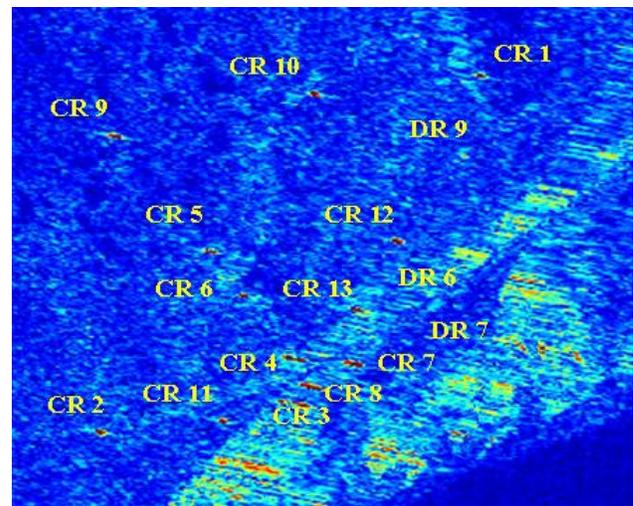
Table 2. Linear displacement rates in the line-of-sight estimated from the two Spotlight modes for the period from April to December 2010.

Reflectors	SLA19 (mm/year)	SLA76 (mm/year)
CR1	0	0
CR2	0	0
CR3	15	4
CR4	8	7
CR5	4	6
CR6	8	6
CR7	1	1
CR8	5	-1

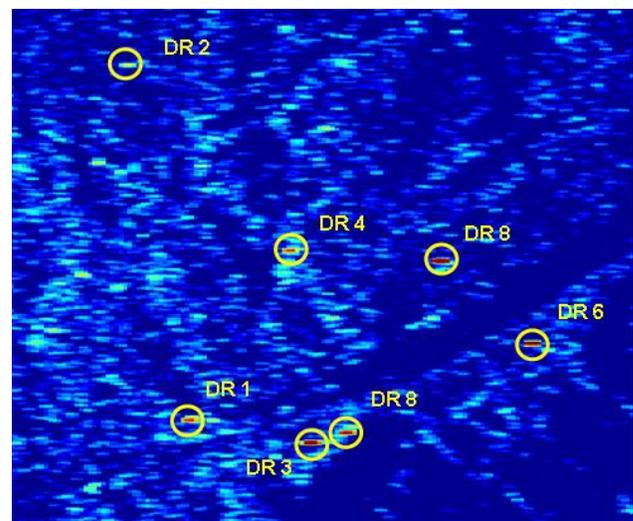
4.3 Intensity response of 2010 InSAR Targets

Not enough SAR scenes have been acquired over the new reflectors installed in fall 2010 in order to perform InSAR analysis (only 3 as of January 2011). Nevertheless, it is possible to validate the installation of the reflectors by looking to their backscattering intensity. Figure 7a) shows intensity responses for 13 trihedral and 3 dihedral reflectors configured for the descending passes (Spotlight modes SLA19 and SLA76). Figure 7b) presents the backscattering intensity of the 5 dihedral

reflectors installed for ascending configuration. The trihedral responses are 51 dB higher than the surrounding clutter while the target to clutter ratio for the dihedral reflectors is 26 dB. A ratio higher than 15dB is a good guarantee of success for future point targets InSAR analysis. The fact that the dihedral reflector responses are lower than the trihedral reflectors' is due to the much smaller physical size of the dihedral which reduce its radar cross section. A dihedral reflector is about half of a trihedral reflector's size (Figure 3).



a)



b)

Figure 7. Backscattering intensity scenes of the site. a) Spotlight SLA19, descending pass; b) Spotlight SLA3, ascending pass. RADARSAT-2 Data and Products © MacDONALD, DETTWILER AND ASSOCIATES LTD. (2010) – All Rights Reserved RADARSAT is an official mark of the Canadian Space Agency.

5 DISCUSSION AND CONCLUSION

5.1 Effects on reflectors' backscattered signal

Some factors can influence the InSAR relative phase measured for the reflectors: 1) During winter, dry snow accumulation will induce volumetric scattering which will delay the wave phase such as negative displacement values for early 2010 (Figure 6); 2) Wet snow, which induced high dielectric constant, would reduce the wave path and also the radar cross section of the target. This has been observed for the Spotlight SLA76 series where backscattered intensities for winter acquisitions were lower than summer average. Winter acquisition data has been removed from the analysis; 3) Trihedral reflector CR3 installed on the Petit-massif is subjected to impacts from rockfalls. Rock debris has been deposited within the reflectors and has slightly reduced the radar cross section and causes a vertical lift effect. Consequently, CR3 displacement values might be biased; and 4) Atmospheric effect is another source of uncertainty in InSAR studies. Atmospheric interaction would cause a delay in the measured phase and induced negative displacements. However, in the present case, the relatively small size of the study site (1km²) reduces this source of error since atmospheric effects extend are more of the order of 2-3 km².

5.2 Geomechanics of the site

The kinematic and the post-failure behaviour of the Gascon rock slope is complex. A first attempt to define the blocometry of the rock mass was achieved by Lord et al. (2010) by coupling structural geology and results from 2009 Lidar survey. Results from ground-based monitoring instrumentation confirmed ongoing displacements and led to assess the kinematics at the site. Multiple failure mechanisms are involved including sliding, wedge sliding, falling, and toppling (Cloutier et al. 2010).

The observed trends in displacement rates of trihedral reflectors show larger displacement in the southwestern region of the study area which in accordance with preliminary results obtained from ground-based instrumentation installed along the fissures (Lord et al. 2010; Cloutier et al. 2010). The Petit-massif area seems to be most active zone of the site. Preliminary results from PTA-InSAR and ground-based measurements validate the first observations made by Locat and Couture (1995a, 1995b) on this unstable rock slope.

NRCan in collaboration with partners has successfully deployed trihedral and dihedral reflectors for application of InSAR at Gascons. This site is as challenging as the others as the ground conditions were not uniform and required diverse and non-traditional design of the anchoring systems. This site also offers multiple environments for reflector locations, from clean, well-exposed bedrock to densely vegetated surfaces.

SAR scenes acquisitions and the on-going PTA-InSAR analyses will continue in order to complement the ground-based displacement measurements and to

contribute to the validation of geomechanical and geotechnical models.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to thank the staff from La Société des Chemins de la Baie des Chaleurs and RailTerm, and Mr. Lebrun for their assistance in the field. We also want to thank all the other partners involved in this multidisciplinary project; including Ministère des transports du Québec and Transport Canada. We also want to thank (CCRS) for the critical review of this paper. Finally, this project would not have been possible without the financial support from the Canadian Space Agency. This paper is Earth Science Sector Contribution No. 20100450.

REFERENCES

- Alasset, P.-J., Poncos, V., Singhroy, V., and Couture, R. 2007. InSAR monitoring of a landslide in a permafrost environment: constraints and results, *100th Canadian Institute of Geomatics / 3rd International Symposium on Geo-Information for Disaster Management*, Toronto (ON), May 22-25, 2007, CD-ROM.
- Bourque, P.-A., and Lachambre, G. 1980. *Stratigraphie du Silurien et du Dévonien basal du sud de la Gaspésie*, Rapport ES-30, Direction de la géologie, Direction générale de la recherche géologique et minérale, Ministère de l'énergie et des ressources du Québec, Canada.
- C-CORE 2007. *Satellite monitoring of permafrost instability – Validation, evaluation and evolution*, Report R-07-018-402 v.2.0. Prepared for European Space Agency, 92 pages.
- Cloutier, C., Locat, J., Couture, R. and Lord P.-E. 2010. Caractérisation des instabilités côtières dans le secteur de Port-Daniel-Gascons, Gaspésie, Québec, *Proceedings of the 63rd Canadian Geotechnical Conference & 6th Can. Permafrost Conf.*, Calgary (AB), Sept. 2010: 71-79. ESS contribution No. 20100061.
- Colesanti, C. and Wasowski, J. 2006. Investigating landslides with space-borne Synthetic Aperture Radar (SAR) interferometry, *Engineering Geology*, 88 (3-4): 173-199.
- Couture, R., Charbonneau, F., Murnaghan, K., Singhroy, V., Lord, P.-E. and Locat, J. 2010. PTA-InSAR rock slope monitoring at the Gascons site, Gaspé Peninsula, Quebec, *Proceedings of the 63rd Annual Canadian Geotechnical Conference & 6th Can. Permafrost Conf.*, Calgary, Sept. 2010: 102-110. ESS Contribution No. 20100058.
- Dyke, LD, Sladen, WE, and Robertson, L. 2011. Colluvial flows as a hazard to pipelines in northeastern British Columbia. Open File 6696, Geological Survey of Canada.

- Froese, C.R., Poncos, V., Murnaghan, K.P., Hawkins, R.K., Skirrow, R. and Singhroy, V. 2009. Integrated Corner Reflector InSAR, SI and GPS Characterization of Complex Earth Slide Deformations, Little Smoky River, Alberta, *Proc., European Geosciences Union*, 1 page.
- Froese, C.R., Poncos, V., Skirrow, R., Mansour, M. and Martin, D. 2008. Characterizing complex deep seated landslide deformation using corner reflector InSAR (CR-InSAR): Little Smoky Landslide, Alberta. In: J. Locat, D. Perret, D. Turmel, D. Demers & S. Leroueil (eds), *Proceedings of the 4th Canadian Conference on Geohazards: From Causes to Management*, Presses de l'Université Laval, Québec (QC): 287-294.
- Fu, W., Guo, H., Tian, Q. and Guo, X. 2010. Landslide monitoring by corner reflectors differential interferometry SAR, *International Journal of Remote Sensing*, Vol. 31 (24): 6387-6400.
- Hawkins, R.K., Murnaghan, K.P., Couture, R., Dyke, L., Riopel, S., Sladen, W., Froese, C. and Poncos, V. 2007. *Radar reflectors for interferometry – size, stability, and location selection requirements for natural hazards*, CCRS-TN-2006-009.10.doc, CCRS Internal report, 81p.
- Locat, J., Cloutier, C., Couture, R., Charbonneau, F., Danisch, L., Gravel, S., Hébert, D., Jaboyedoff M., Jacob, C., Lord, P.-E., Murnaghan, K., Nadeau, A., Pedrazzini, A., Therrien, P. and Singhroy, V. 2010. An integrated mass movement monitoring system for rockslide hazard assessment at Gascons, Gaspé Peninsula, Québec: An Overview, *Proceedings of the 63rd Canadian Geotechnical Conference & 6th Can. Permafrost Conf.*, Calgary (AB), Sept. 2010: 35-43. ESS Contribution No. 20100060.
- Locat, J. and Couture, R. 1995a. *Analyse de la Stabilité du Massif Rocheux au Millage 30.5, Division de Chandler, Anse-aux-Gascons, Gaspésie, Québec - Rapport Final*, Rapport GREGI 95-01, janvier 1995, 38 pages.
- Locat, J. and Couture, R. 1995b. *Analyse de la Stabilité d'un Talus Rocheux à l'Anse-aux-Gascons, Gaspésie, Québec*, *Proc., 48th Canadian Geotechnical Conference*, Vancouver, British Columbia: 885-892.
- Lord, P.-É., Locat, J., Couture, R., Charbonneau, F., Cloutier, C., Singhroy, V. et Pedrazzini, A. 2010. Analyse des déplacements du glissement de Gascons, Gaspésie, par couplage d'observations aéroportées et terrestres. *Proceedings of the 63rd Canadian Geotechnical Conference & 6th Can. Permafrost Conf.*, Calgary (AB), Sept. 2010: 56-64. ESS Contribution No. 20100062.
- Murnaghan, K., Couture, R. and Singhroy, V. 2010. InSAR Monitoring of Retrogressive Thaw Flow near Thunder River, Northwest Territories, *Proceedings of the 3rd RADARSAT-2 Workshop*, Sept. 27-Oct.1, 2010, Canadian Space Agency, St-Hubert (QC), 1 page.
- Nichol, J., and Wong, M.S. 2005. Satellite remote sensing for detailed landslide inventories using change detection and image fusion, *International Journal of Remote Sensing*, 26 (9): 1913-1926.
- Singhroy, V., Charbonneau, F., Pavlic, G., Murnaghan, K., Li, J., Couture, R., Perret, D., Mazzotti, S., Lamontagne, M., Froese, C., Dehls, J., Batterson, M., Locat, J., Lord, P.-É., Wheeler, R., Alasset, P.-J. and Aubé, G. 2010. RADARSAT-2 InSAR monitoring of high risk geohazard areas in Canada, *Proceedings of the 3rd RADARSAT-2 Workshop*, Sept. 27-Oct.1, 2010, Canadian Space Agency, St-Hubert (QC), 1 page.
- Singhroy, V. 2005. *Remote Sensing for Landslide Assessment (Chapter 16)*, In *Landslides Hazard and Risk*, Glade Anderson and Crozier (eds), Wiley Press: 469-490.
- Singhroy, V. 2008. *Satellite remote sensing applications for landslide detection and monitoring (chap. 7)*, In *Landslide Disaster Risk Reduction*. Kioji Sassa and Paolo Canuti (eds), Springer, Berlin: 143-158.
- Singhroy, V. and Molch, K. 2004. Characterizing and monitoring rockslides from SAR techniques, *Advances in Space Research*, 33 (3) : 290-295.
- Singhroy, V., Alasset, P.-J., Couture, R. and Froese, C. 2008. InSAR monitoring of landslides in Canada. *Proceedings IEEE-IGARSS08*, Boston (MA): 202-205.
- Tralli, D.M., Blom, R.G., Zlotnicki, V., Donnellan, A. and Evans, D.L. 2005. Satellite remote sensing of earthquake, volcano, flood, landslide and coastal inundation hazards, *ISPRS Journal of Photogrammetry & Remote Sensing*, 59: 185-198.

An integrated rockslide monitoring system: Gascons, Québec (Canada)

C. Cloutier, J. Locat & P-E. Lord

Laboratoire d'études sur les risques naturels, LERN, Université Laval, Québec, Qc, Canada

R. Couture

Geological Survey of Canada, Natural Resources Canada, Ottawa, On, Canada

ABSTRACT: An integrated mass movement monitoring system including ground and satellite observations has been developed for an active coastal rockslide at Gascons, in the Gaspé Peninsula, Québec, Canada. Even though the monitoring system is recent, some interpretation can be derived for the post-failure behaviour. The rock slide, involving a volume of 560 000m³, is threatening a railroad. The slide consists of an overall wedge failure composed of multiple compartments that are more or less well individualised. Fine analysis of the kinematic behaviour of the slide will lead to a better evaluation of risk associated with this active rockslide and to the implementation of warning criteria.

1 INTRODUCTION

Post-failure displacements of a landslide can take many forms, in terms of speed. Some active landslides are known to accelerate with external factors such as rain events or freezing cycles (Blikra 2008, Cruden & Varnes 1996, Crosta & Agliardi 2003, Rose & Hungr 2007, Zangerl *et al.* 2010). The understanding of post-failure behaviour of landslides is important to assess hazards and risks as an extremely slow landslide, if velocity remains constant, will not have the same consequences than an extremely fast one.

In the Gaspé Peninsula in Québec, Canada (Fig. 1), an active rockslide, involving a volume of 560 000m³, has been identified in 1980 (Authors, perso. comm.). The only railroad that reaches the town of Gaspé is running directly across this coastal instability. Frequent maintenance is needed in the sector due to the movements of the rockslide. In order to contribute to the safe operation of the railroad, the Gascons project was initiated in 2009. A monitoring system has been put in place to understand the various types of movements in an attempt to develop both warning criteria and risk assessment scenarios to be considered as part of a risk management for the Gascons site (Locat *et al.* 2010).

This paper presents briefly the advances made in the integration of slope displacements by coupling different sensors in a kinematic analysis of the rockslide. Descriptions of the monitoring system and of the rockslide and examples of the data acquired are presented and discussed.

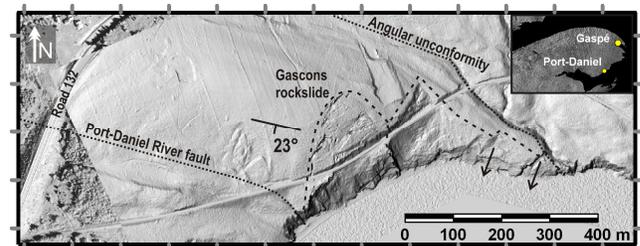


Figure 1. LiDAR survey of Gascons area. Arrows and dashed line show other rockslides (Insert: © Natural Resources Canada. All rights reserved).

2 MONITORING SYSTEM

The first geotechnical investigation of the rockslide goes back to the early 1990's. At that time, markers were installed to measure the progression of opening and closing of fissures (Locat & Couture 1995a, b). In June 2009, the same type of markers was installed in order to gain rapidly some knowledge on displacements and sectors of activity. The actual monitoring system of the Gascons rockslide has been put in place in multiple phases, as we felt that more information was needed in order to finalize the conception. The core of the automated system has been installed in fall 2009. At that time, six boreholes have been drilled for instrumentation and to study the stratigraphy. In summer 2010, instruments were added, and modifications were made to the acquisition system to enhance the frequency of data acquisition. Then, in summer 2011 another instrument was added and minor modifications to the acquisition system were made.

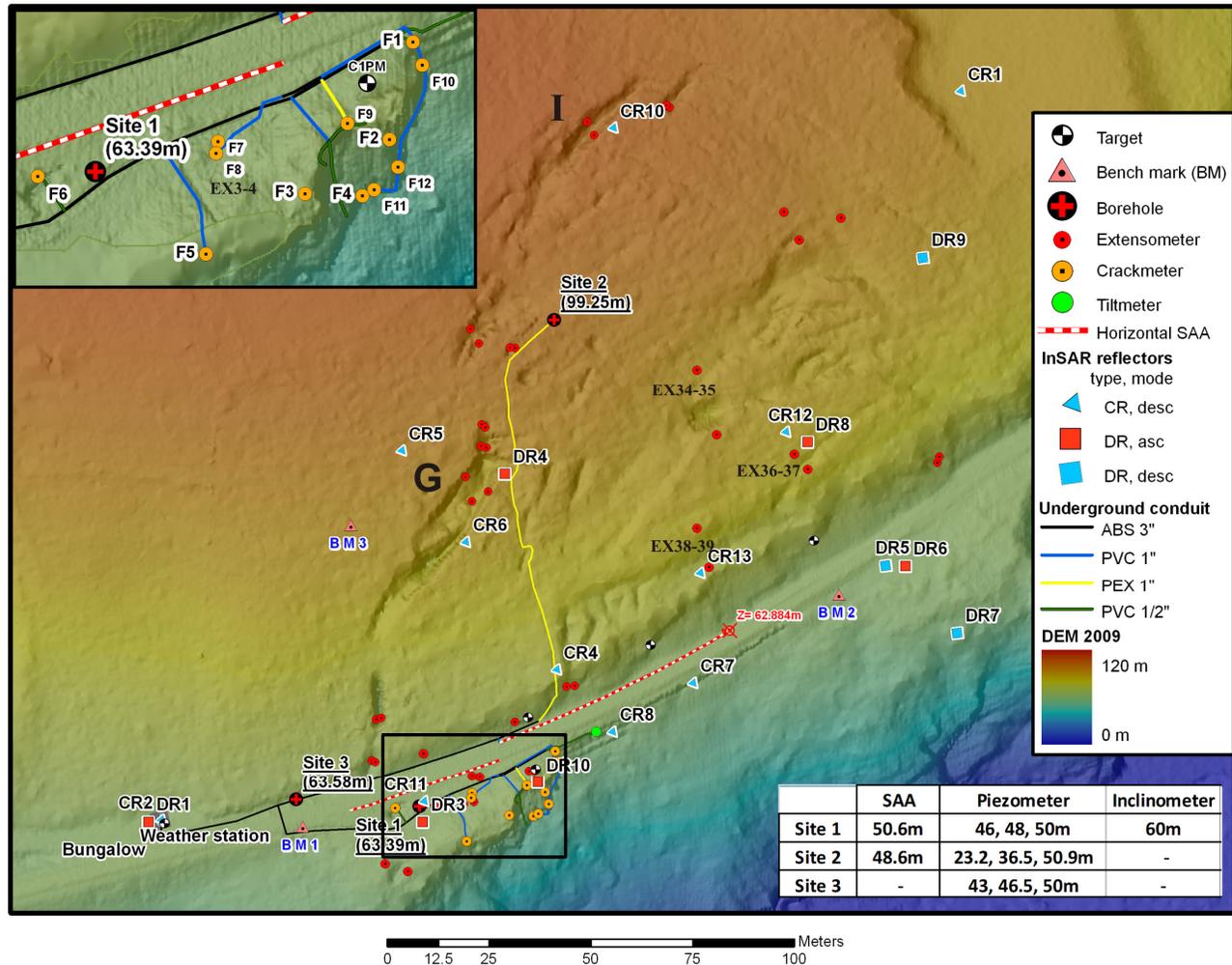


Figure 2. Instrumentation map of the Gascons monitoring system. The position of the data logger is marked on the map as bungalow.

Direct and remote monitoring are used. The second refers to satellite monitoring with the InSAR technique (Couture et al. 2010, 2011) which will not be discussed in this paper.

2.1 Instruments

The direct monitoring part is composed of sensors connected to an automatic acquisition system and of manually made measurements. The monitoring enables one to follow surface and in depth displacements (magnitude and direction), pore water pressures, tilting of the retaining wall, settlement of the railway ballast, and weather. Figure 2 presents the instrumentation plan. The following presents briefly some of the monitoring techniques used to gain information on the six parameters mentioned above. A complete description of the system design is available in Locat et al. (2010).

Profile of displacements with depth is obtained from a traditional inclinometer casing and probe, and from two shape accelerometers arrays (SAA). The SAA is a chain of 50 cm joint-linked rigid segments (Danisch et al. 2010). Each segment has accelerome-

ters that enable to calculate its inclination and the shape of the chain. It acts as an in-place inclinometer.

The surface displacements are measured by an extensometer network, which consists of 44 rods anchored in rock and in soil. The distance between pairs of rods is measured manually. Surface displacements are also followed by twelve crackmeters, read automatically every five minutes. They are installed along the railroad and in the cliff area (Fig. 2).

Nine vibrating wire piezometers are installed in three boreholes located on Figure 2. Piezometric measurements are collected four times a day.

2.2 Automated monitoring system

An automated system has been programmed and deployed for data collection, transfer, correction, and conversion.

The sensors are wired to the acquisition modules. Their location is indicated by bungalow on Figure 2. The wiring is protected by conduits buried from 10 to 50cm in the ground. The data are retrieved by two ways from the two acquisition modules (CR-800 and

CR-1000). The first is by internet, via a computer on site connected directly to the module. The second way is by a phone line that is connected to the main acquisition module. Those links are schematized in Figure 3. This system is robust because it offers two ways of accessing the data loggers for an external user.

The data storage and processing is done at Laval University and raw data are accessible to users. The processed data can be visualized on a website with private access and exported for further analysis.

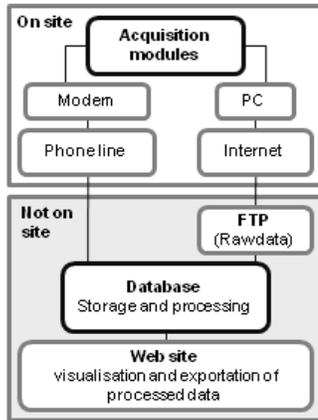


Figure 3. Data management scheme

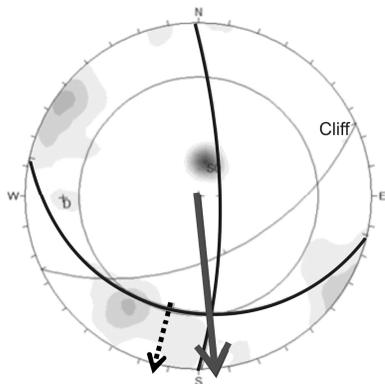


Figure 4. The grand circles of the bedding (S0) and the discontinuity set (D) defining the wedge are in a bold on the stereonet (lower hemisphere). The longer arrow is the wedge's direction of movement; the other arrow is planar sliding direction.

3 ROCKSLIDE DESCRIPTION

The sector of interest (Fig. 1) extends eastward from the Port-Daniel River fault to the angular unconformity.

The active rockslide is mostly located in the Anse-à-Pierre-Loiselle formation, described by Bourque and Lachambre (1980) as a transition unit between the Anse Cascons formation (sandstones) and La Vieille inférieure (limestones). The Anse-à-Pierre-

Loiselle is composed of sandstones alternating with mudstones, to fossiliferous units with an upward increasing percentage of limestone concretions. Bourque and Lachambre (1980) mention the presence of a conglomeratic unit in the middle of the Anse-à-Pierre-Loiselle formation. Strata are dipping 23° south-south-east (Fig. xx) until they approach the fault, where the bedding planes curve upwards forming a syncline (Cloutier et al. 2010). Fissures are clearly visible on the elevation model produced from airborne LiDAR survey (Fig. 1-2).

East of the Gascons rockslide, the combination of cliff and bedding dip directions creates a favorable structure for planar slides. Indeed, scars of older translational slides are observed (Fig. 1). Erosion of the toe of the slope by the action of the sea is the key factor leading to instabilities.

The active Gascons rockslide is a translational slide, with a wedge shape. The wedge type failure slides mostly on the bedding plane of the Anse-à-Pierre-Loiselle formation. Discontinuity sets of the rockslide are represented by the stereonet of Figure 4. The two sets forming the wedge are in bold character. Thus, the main direction of movement is believed to be south/south-east.

The depth of the failure surface is known with a good level of confidence. The geometry of the sliding mass has been interpreted from instruments installed at borehole sites 1 and 2, from stratigraphy and from morphological studies (Cloutier et al. 2011). One of the displacements profiles obtained at the borehole site 2 (Fig. 2) is shown in Figure 5. In this sector, the failure surface's depth is 22m.

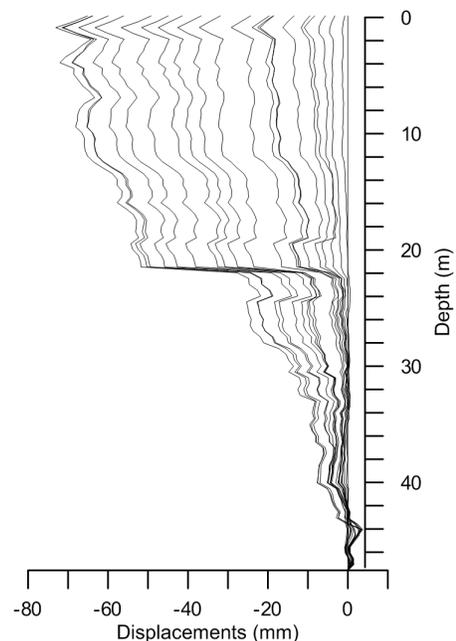


Figure 5. Monthly displacement profiles of SAA at borehole site 2, from January 2010 to September 2011.

Considering that the shape of the slide is a wedge, a three dimensional understanding is necessary to analyze the displacement data. In fact, the thickness of the sliding material is thinning from west to east and the direction of movement is strongly influenced by the structure of the rock.

4 APPROACH FOR DISPLACEMENT ANALYSIS

4.1 Fracture vs block framework

In the field, the activity of the rockslide is represented mostly by open fissures, depressions and lineaments. Measuring the distance between markers set on both sides of a fissure is an easy and convenient way of following its evolution. But the real interest lies in the movement of the blocks on both side of the fissure, not in the opening or closing of it. Thus, it is necessary to be able to relate the measures on cracks to the actual displacement of blocks and their impact on the evolution on the rockslide and of course, on the elements at risk. This requires the identification and clear definition of the geometry of the blocks involved which remains an ongoing challenge.

4.2 Hypothesis one of block diagram

A first hypothesis for the block representation of the rockslide has been made based on morphological criteria and is presented in Figure 6 (Lord et al. 2010). The criteria followed are that; (1) a block is delimited by cracks, lineaments and depressions, (2) all the fissure reached the failure surface, and (3) a fracture stops when it intercepts another one. With those rules, a first model is created. Then, the model is tested with displacement data and appropriately modified with incoming new information (displacements and field evidences). The model presented here is a 2D block model which assumes that the surface fissures project onto the failure plane underneath. Issues related with this method are discussed in Section 6.

5 OBSERVED DISPLACEMENTS

Some examples of displacements measured at the Gascons rockslide are presented in Figures 5, 7a,b – 8 and discussed in Section 6.

In Figure 7a, b, the width of the fissure at the beginning of monitoring is written beside each curve. The three crackmeters F1, F7, and F8 are physically near each other, but their displacements in time are different in terms of maximum and rates of opening (or closing). Six pairs of extensometer rods are also

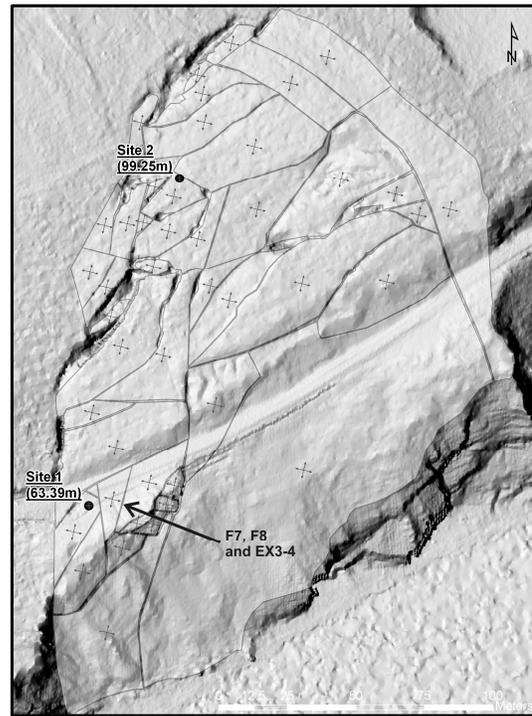


Figure 6. First block model of the Gascons rockslide. The axes are oriented with the bedding structure. The fissure measured by F7, F8 and EX3-4 is pointed.

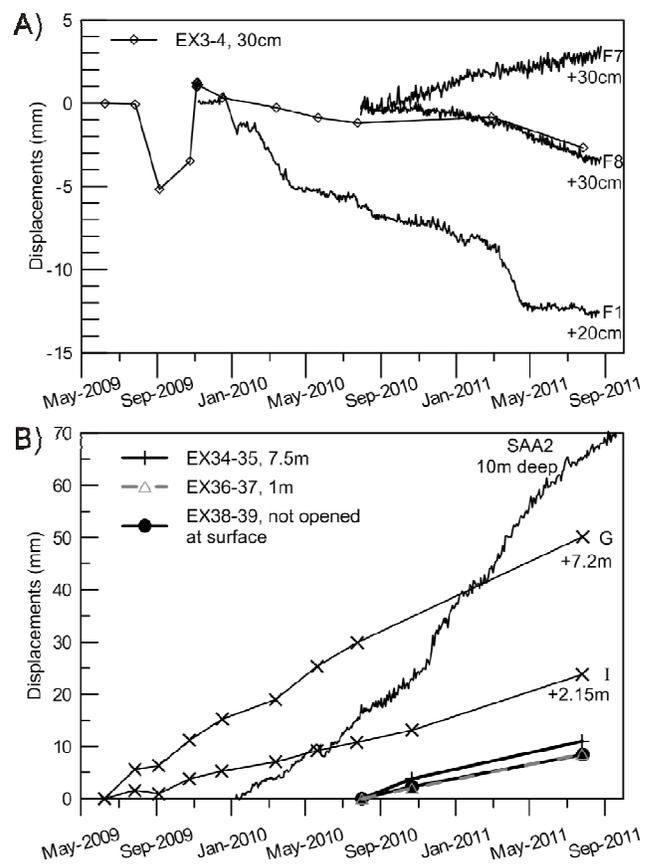


Figure 7a, b Displacement vs time curves of certain crackmeters, extensometer pairs, and SAA at borehole site 2.

plotted. EX3-4, F7 and F8 are monitoring the same crack, pointed in Figure 6. The direction of measurement of EX3-4 is within a 15° angle of F8. The other extensometer data are coming from the forested sector north of the rails. Fractures I and G are approximately delimiting the extension of the sliding mass to the north and the west. The displacement versus time measured by the SAA chain at site 2 is also plotted on Figure 7b.

The Figure 8 represents the displacement in the horizontal plane at a depth of 24 m of the SAA chain at site 1. The graph shows that the movement of the block monitored is not constant. The mean direction turns of 90° in March 2010, to returns to its original direction in October 2010.

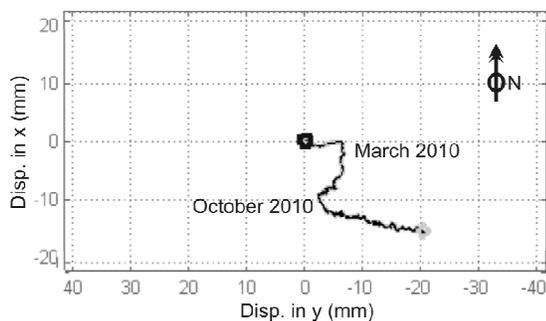


Figure 8. Displacement in the horizontal plane of the SAA at borehole site 1 at 24m deep, from January 2010 to September 2011.

6 DISCUSSION

6.1 Analysis of displacements

Many hypotheses are made to conduct the kinematic analysis. Certain considerations are worth noting for the reader to gain a good sense of the implications of such a method.

Where there is a lot of field evidences, the block model will be more refined and block will be of smaller area. In sectors where almost no fissures are visible (in the forest or in the cliff where debris hides the structure) the blocks will be bigger.

Displacement of blocks should always be in a downward direction, as it is driven by gravity. At the most, the block can slide along an axis perpendicular to the dip direction of the bedding surface. This fact is represented on Figure 6, by a set of axis in the center of each block. Most rockslides seem to involve individualized blocks and it is not unusual to see chaotic pattern of movement, with blocks apparently not moving in the direction of the main mass movement (Rose & Hungr 2007, Crosta & Agliardi 2003).

Along the same line, the closing of a fracture does not mean stabilization. It can represent a change in direction, or simply that the block uphill is going down faster than the one downhill. Thus, the direction of displacement is a function of time. This means that the integration of displacement must take in account the time laps of the different sets of data.

In the block representation of Figure 6, the edges are smooth and linear. Of course, fissures are not necessarily straight and they have a roughness. Locally, their irregular shape can cause a closing, while it is opening a few meters further. In the Gascons rockslide, the magnitude of movement in a year is often less than a cm, so this might lead to such errors. If the displacements are in the order of meters per year, such localized phenomenon are less likely to influence the data, because they are small compared to the total movement. So, as time goes on, this may be less of an issue.

The blocks are moving in x, y and z, but not all of the surface displacement measurements are in real 3D. Crackmeters and extensometers are, in most cases, measuring opening and closing of fractures. Such readings are taken between two points inside the moving mass. These measurements are referred to as relative displacements. Moreover, an increase in distance means that the two points are moving apart but it does not give the direction of movement. To overcome this limitation, one marker can be paired with many others to have more than one direction of measurement, and some of the extensometer points are located outside of the limit of the unstable mass. A pair of crackmeters, F7 and F8, has been installed at a 90° angle to read two components of displacement. Crackmeter F8 is reading approximately the same direction than EX3-4 that is monitoring the same crack.

The EX3-4 data set is longer in time and presents a chaotic pattern of displacement. There is a good agreement between the F8 and EX3-4 for the overlapping time. In February 2011, F7 and F8 rates of displacement varied; F7 slowed down, F8 accelerated.

As mentioned earlier, this chaotic pattern might represent a change in direction and this is the current explanation. The actual displacement is parallel to the fissure monitored. East of the blocks on which are anchored F7 and F8, is the block monitored by SAA at site 1. The pattern of displacement of this block also shows similar variations in displacement (Fig. 8). Thus, the explanation of changes in direction to explain the observed displacement is coherent with data coming from different instruments on different blocks.

The compartments are inter-related and they certainly influence each other. Displacement might be attenuated inside a block, i.e. a 10mm movement on one edge is not always completely transferred to the opposite edge. A fracture seen at the surface does not

necessarily reaches the failure surface. So there might be blocks on top of blocks as it is observed in the cliff area.

If a certain displacement does not correlate with the block model, the model has to be revised. Special care is to be taken to make sure that what the sensor is measuring is well understood. This is particularly important with crackmeter analysis.

For example, F1 (Fig. 7) is closing and the rates are accelerating in winter and slows down in summer. It has been noticed, that a fissure opened just uphill of F1 during a yearly inspection of the crackmeters. This new information changes the interpretation of the displacement, as well as the importance of this sensor for risk management. In fact, the crackmeter is following a small block and these displacements are localized and the significance for the safety of the element at risk, the railroad, is low. The fissure was unnoticed partly because of the high level of alteration of the rock in place. The rock is of very poor quality so it is difficult to find places to anchor the crackmeter that ensure the solidarity with the main massif.

Some instruments are monitoring blocks and not fissures: the two vertical SAAs, the traditional inclinometer, the total survey markers and the PTA-InSAR monitoring. The permanent reflectors installed for this last technique, are widely spread in the rockslide. It will bring essential knowledge on directions of displacements of blocks across the rockslide.

In the data shown in the previous section, the maximum displacement is measured by the SAA chain at borehole site 2, which is of 35 mm from July 2010 to July 2011. The bottom of the chain is fixed, because it extends in stable rock below the failure surface. Thus, the sensor is measuring the total displacement of this block. Extensometer pairs G and I (Fig. 7B) are located in the same sector, but are showing a smaller amount and slower mean rate of displacements. This might be due to the fact that the markers do not extend in stable ground, giving the impression that the movements are smaller.

Extensometer pairs EX34-35, EX36-37, and EX38-39, installed in July 2010, are showing similar rates of displacement. Earlier, the comparison of three crackmeters located in the same sector (inside a circle of 10m) showed that they were not moving as whole. EX34-35, EX36-37, and EX38-39 are further from each other but their curves are similar. So, the sector is moving as a whole compared to the blocks south of the rails.

6.2 Tentative assumption for further analysis

In order to develop a sort of algorithm to processed and integrated displacement data, a set of assumptions must be defined. The analysis is ongoing, and the first assumptions are mentioned below.

- Displacements can be in two directions: (1) the one of planar sliding (dip direction of the bedding planes), and (2) in the direction of the wedge failure (Fig. 4);

- The blocks are sliding on a plan with dip and dip direction of the bedding planes;

- The blocks are rigid (no deformation);

- Outside of the defined limits of the slide the ground is stable;

- The displacement of blocks must be coherent with PTA-InSAR displacement data.

7 CONCLUDING REMARKS

Along the coast of the Gaspé Peninsula, in Quebec, Canada, a railroad runs directly across an active rockslide involving a volume of 560 000 m³. A near real time monitoring system has been installed in 2009, 2010 and 2011 in order to develop an early-warning system and to investigate the post-failure behaviour of this active rockslide.

The monitoring system is coupling direct (in-situ geotechnical instruments) and remote (InSAR) monitoring. The wedge type failure slides mostly on the bedding plane of the Anse-à-Pierre-Loiselle formation.

- Preliminary analysis of displacement shows some coherency in movement;

- Some blocks are changing direction with time;

- The monitoring system is relatively young and as more data is collected, tendencies will become better defined,

- Upcoming PTA-InSAR data will help to reduce the uncertainty on movement of particular blocks.

The system is continuously acquiring new data and before defining meaningful warning criteria, the data of the instrumentation must be well understood.

ACKNOWLEDGEMENTS

The writers would like to acknowledge the support of the Ministère des transports du Québec (Chantal Jacob), Transport Canada (Daniel Hébert), the Ministère de l'éducation des loisirs et des sports du Québec, the Canadian Space Agency (Vern Singhroy) and the Fonds de recherche du Québec. The writers would like to thank Lee Danisch from Measurand and Pierre Therrien from Laval University for the development of data management tools and acquisition system. Thanks also to the Chemin Fer de la Gaspésie and Railterm for their logistic support.

REFERENCES

- Blikra, L. H. 2008. The Aknes rockslide; monitoring, threshold values and early-warning. *10th International Symposium on Landslides and Engineered Slopes, Xi'an, China*, 1089-1094.
- Bourque, P.-A. and Lachambre, G. 1980. *Stratigraphie du Silurien et du Dévonien basal du sud de la Gaspésie. Rapport ES-30*. Québec, Direction de la géologie, Direction générale de la recherche géologique et minérale, Ministère de l'énergie et des ressources du Québec: 123p.
- Cloutier, C., Locat, J., Lord, P.-É., and Couture, R. 2010. Caractérisation des instabilités côtières dans le secteur de Port-Daniel-Gascons, Gaspésie, Québec. *63rd Canadian Geotechnical Conference and 6th Canadian Permafrost Conference, Calgary, AB, Canada*: 71-79.
- Cloutier, C., Locat, J., Couture, R. and P-E. Lord, 2011. Analysis of one year of monitoring data for the active Gascons rockslide, Gaspé Peninsula, Québec. *5th Canadian Conference on Geotechnique and Natural Hazards, Kelowna, BC, Canada*.
- Couture, R., Charbonneau, F., Murnaghan, K., Singhroy, V., Locat, J., and Lord, P.-É. 2010. PTA-InSAR rock slope monitoring at the Gascons site, Gaspé Peninsula, Quebec. *63rd Canadian Geotechnical Conference and 6th Canadian Permafrost Conference, Calgary, AB, Canada*: 102-110.
- Couture, R., Charbonneau, F., Singhroy, V., Murnaghan, K., Drouin, H., Locat, J., Lord, P.-É., and Cloutier, C. 2011. PTA-InSAR rock slope monitoring at the Gascons site, Gaspé Peninsula, Quebec : Preliminary results. *5th Canadian Conference on Geotechnique and Natural Hazards, Kelowna, BC, Canada*.
- Crosta, G. B. et Agliardi, F. 2003. Failure forecast for large rock slides by surface displacement measurements. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(1): 176-191.
- Cruden, D. M. et Varnes, D. J. 1996. *Landslide types and processes*, in A. K. Turner et R. L. Schuster, (eds.), *Landslides : Investigation and mitigation* Transportation Research Board Special Report 247. Washington: National Academy of Sciences: 673
- Danisch, L., Patterson, T., Cloutier, C., Locat, J., and Lord, P.-É. 2010. Integration of SAA technology for coastal rock slope movement monitoring at Gascons, Gaspé Peninsula, Québec, Canada. *63rd Canadian Geotechnical Conference and 6th Canadian Permafrost Conference, Calgary, AB, Canada*: 86-93.
- Locat, J., and Couture, R. 1995a, *Rapport final : Analyse de la stabilité du massif rocheux au millage 30.5, Division de Chandler, Anse-aux-Gascons, Gaspésie, Québec: Québec*, Groupe de recherche en Environnement et en Géomécanique, Université Laval : 95.
- Locat, J. and Couture, R. 1995b. Analyse de la Stabilité d'un Talus Rocheux à l'Anse-aux-Gascons, Gaspésie, Québec, *48th Canadian Geotechnical Conference, Vancouver, BC, Canada*: 885-892.
- Locat, J., Cloutier, C., Lord, P.-É., Therrien, P., Jacob, C., Nadeau, A., Hébert, D., Couture, R., Charbonneau, F., Singhroy, V., Murnaghan, K., Danisch, L., Jaboyedoff, M., Pedrazzini, A., and Gravel, S. 2010. An integrated mass movement monitoring system for rockslide hazard assessment at Gascons, Gaspé Peninsula, Québec: An Overview. *63rd Canadian Geotechnical Conference and 6th Canadian Permafrost Conference, Calgary, AB, Canada*: 35-43.
- Lord, P.-É., J. Locat, et al. 2010. Analyse des déplacements du glissement de Gascons, Gaspésie, par couplage d'observations aéroportées et terrestres. *63rd Canadian Geotechnical Conference and 6th Canadian Permafrost Conference, Calgary, AB, Canada*: 56-64.
- Rose, N. D. et Hungr, O. 2007. Forecasting potential rock slope failure in open pit mines using the inverse-velocity method. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(2): 308-320.
- Zangerl, C., Eberhardt, E. et Perzmaier, S. 2010. Kinematic behaviour and velocity characteristics of a complex deep-seated crystalline rockslide system in relation to its interaction with a dam reservoir. *Engineering Geology*, 112(1-4): 53-67

Kinematic considerations of the Gascons rockslide, Québec (Gaspésie), Canada

C. Cloutier, J. Locat & P-E. Lord

Laboratoire d'études sur les risques naturels, LERN, Université Laval, Québec, Qc, Canada

R. Couture

Geological Survey of Canada, Natural Resources Canada, Ottawa, On, Canada

M. Jaboyedoff

Institute of Geomatics and Analysis of Risk (IGAR), University of Lausanne, Switzerland

ABSTRACT: An integrated mass movement monitoring system including ground and satellite observations has been developed for an active coastal rockslide threatening a railroad in the Gaspé Peninsula, Québec, Canada. The slide consists of an overall wedge failure, involving a volume of 560 000 m³, composed of multiple compartments that are more or less well individualized. A first model to define the blocks forming the sliding mass is discussed and tested with displacement data. In the south part of the slide, the blocks are moving individually, while in the north part, they move as a whole and faster. Changes in the movement's direction have also been observed. Fine analysis of the kinematic behaviour of the slide will lead to a better evaluation of risk associated with this active rockslide and to the implementation of warning criteria.

1 INTRODUCTION

Post-failure displacements of a landslide can take many forms, in terms of speed. Some active landslides are known to accelerate with external factors such as rain events or freezing cycles (Blikra 2008, Cruden & Varnes 1996, Crosta & Agliardi 2003, Rose & Hungr 2007, Zangerl et al. 2010). The understanding of post-failure behaviour of landslides is important to assess hazards and risks as a very slow landslide, if velocity remains constant, will not have the same consequences than an extremely fast one.

In the Gaspé Peninsula in Québec, Canada (Fig. 1), an active rockslide, involving a volume of 560 000 m³, has been identified in 1980 and first geotechnical investigation has been made in 1994 (Locat & Couture 1995a, b). The only railroad that reaches the town of Gaspé is running directly across this coastal instability. Frequent maintenance is needed in the sector due to the movements of the rockslide. In order to contribute to the safe operation of the railroad, the Gascons project was initiated in 2009. A monitoring system has been put in place to understand the various types of movements in an attempt to develop both warning criteria and risk assessment scenarios to be considered as part of a risk management for the Gascons site (Locat et al. 2010).

This paper presents briefly the advances made in the integration of slope displacements by coupling different sensors in a kinematic analysis of the rockslide. Descriptions of the monitoring system and of

the rockslide and examples of the data acquired are presented and discussed.

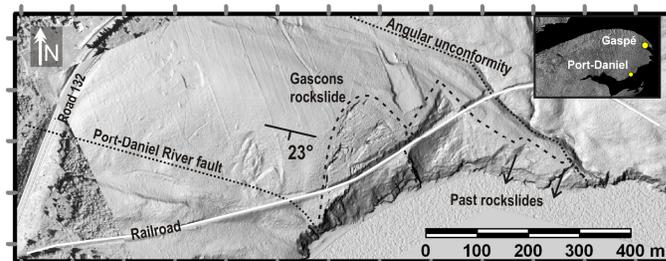


Figure 1. Localisation of the Gascons rockslide.

2 MONITORING SYSTEM

The actual monitoring system of the Gascons rockslide has been put in place in multiple phases from June 2009 to summer 2011, as we felt that more information was needed in order to finalize the conception. The system is composed of sensors connected to an automatic acquisition system and of manually made measurements.

The monitoring enables one to follow surface and in depth displacements (magnitude and direction), pore water pressures, tilting of the retaining wall, settlement of the railway ballast, and weather. Figure 2 presents the instrumentation map. Six boreholes have been drilled for instrumentation and to study the stratigraphy. A complete description of the system design is available in Locat et al. (2010).

Profile of displacements with depth is obtained from a traditional inclinometer casing and probe, and from two shape accelerometers arrays (SAA). The

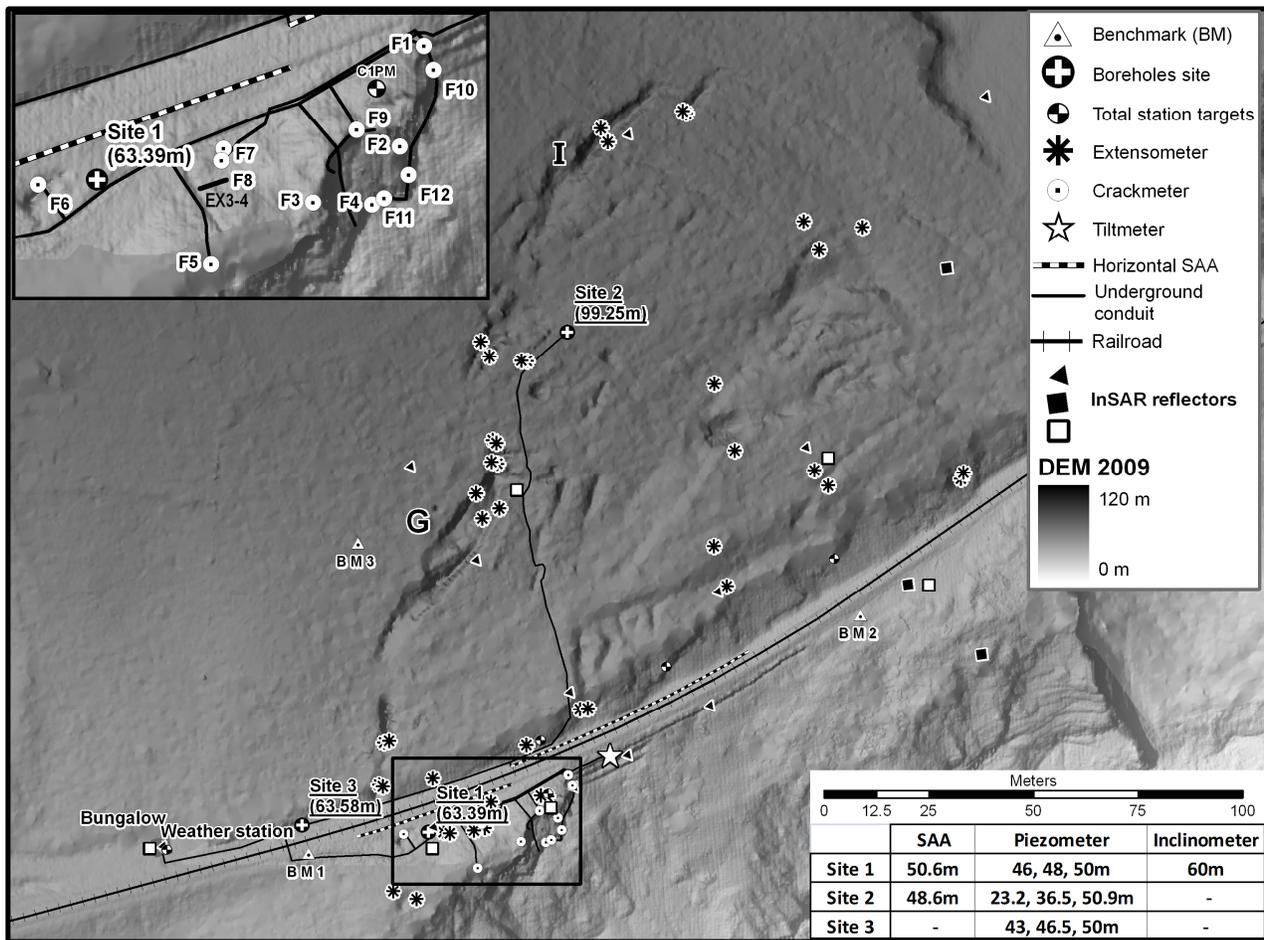


Figure 2. Instrumentation map of the Gascons monitoring system. The position of the data logger is marked on the map as bungalow and the letters G and I refer to fissures name.

SAA is a chain of 50 cm joint-linked rigid segments (Danisch et al. 2010). Each segment has accelerometers that enable to calculate its inclination and the shape of the chain. It acts as an in-place inclinometer.

The surface displacements are measured by an extensometer network, which consists of 44 rods of 45.7 cm anchored in rock and in soil. The distance between pairs of rods is measured manually with a sub-millimetric precision. Surface displacements are also followed by twelve crackmeters, read automatically every five minutes. They are installed along the railroad and in the cliff area, south of the railroad (Fig. 2). Nine vibrating wire piezometers are installed in three boreholes located on Figure 2. Piezometric measurements are collected four times a day.

An automated system has been programmed and deployed for data collection, transfer, correction, and conversion. The processed data can be visualized on a website with private access and exported for further analysis. Raw data are also accessible to users.

Along with direct in situ monitoring, satellite monitoring with the InSAR technique is done (Couture et al. 2010, 2011) and will enhance the knowledge on displacements.

3 ROCKSLIDE DESCRIPTION

The active Gascons rockslide is a translational slide, with a wedge shape. Fissures are clearly visible on the elevation model produced from airborne and terrestrial LiDAR surveys (Figs. 1, 2). The wedge failure slides mostly on the bedding plane of the Anse-à-Pierre-Loiselle formation dipping 23° south-south-west. Near the fault shown on Figure 1, the bedding planes curve upwards forming a syncline (Cloutier et al. 2010).

Bourque and Lachambre (1980) describe this formation as a transition unit between the Anse Cascons formation (sandstones) and La Vieille inférieur (limestones). The Anse-à-Pierre-Loiselle is composed of sandstones alternating with mudstones, to fossiliferous units with an upward increasing percentage of limestone concretions. A conglomeratic unit marks the middle of the Anse-à-Pierre-Loiselle formation.

Discontinuity sets of the rockslide are shown on the stereonet of Figure 3a. The two sets forming the wedge are in bold character. From this interpretation, the main direction of movement is believed to be south/south-east.

Considering that the shape of the slide is a wedge, a three dimensional understanding is necessary to analyze the displacement data. In fact, the thickness of the sliding material is thinning from west to east and the direction of movement is strongly influenced by the structure of the rock.

The depth of the failure surface is known with a good level of confidence. The geometry of the sliding mass has been interpreted from instruments installed at borehole sites 1 and 2, from stratigraphy and from morphological studies (Cloutier et al. 2011). Displacement profiles obtained at the borehole site 2 (Fig. 2) is shown in Figure 3b. In this sector, the failure surface's depth is 22m.

East of the Gascons rockslide, the combination of cliff and bedding dip directions creates a favorable structure for planar slides. Indeed, scars of older translational slides are observed (Fig. 1). Erosion of the toe of the slope by the action of the sea is the key factor leading to instabilities.

4 APPROACH FOR DISPLACEMENT ANALYSIS

4.1 Fracture versus block framework

In the field, the activity of the rockslide is represented mostly by open fissures, depressions and lineaments. Measuring the distance between markers set on both sides of a fissure is an easy and convenient way of following its evolution, as it is done with crackmeters or extensometers. But the real interest lies in the rock's movement. Thus, it is necessary to be able to relate the measures on cracks to the actual displacement of blocks and their impact on the evolution of the rockslide and of course, on the elements at risk. This requires the identification and clear definition of the geometry of the blocks involved which remains an ongoing challenge.

4.2 Hypothesis for block diagram

A first hypothesis for the block representation of the rockslide has been made based on morphological criteria and is presented in Figure 4 (modified from Lord et al. 2010). The criteria followed are that; (1) a block is delimited by cracks, lineaments and depressions, (2) all the fissure reach the failure surface, and (3) a fracture stops when it intercepts another one. With those rules, a first model is created. Then, the model is tested with displacement data and appropriately modified with incoming new information (displacements and field evidences). The model presented here is a 2D block model which assumes that the surface fissures project onto the failure plane underneath. Issues related with this method are discussed in Section 6.

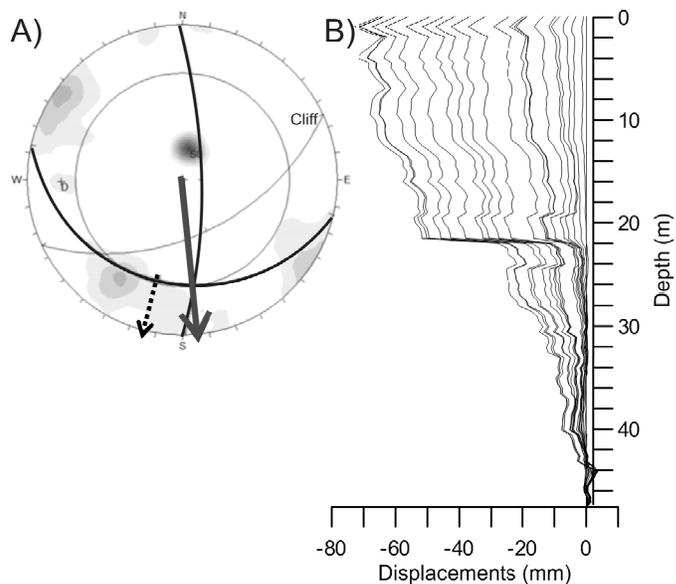


Figure 3. a) The grand circles of the bedding (S0) and the discontinuity set (D) defining the wedge are in a bold on the stereonet (lower hemisphere). The longer arrow is the wedge's direction of movement; the other arrow is planar sliding direction. b) Monthly displacement profiles of SAA at borehole site 2, from January 2010 to September 2011.

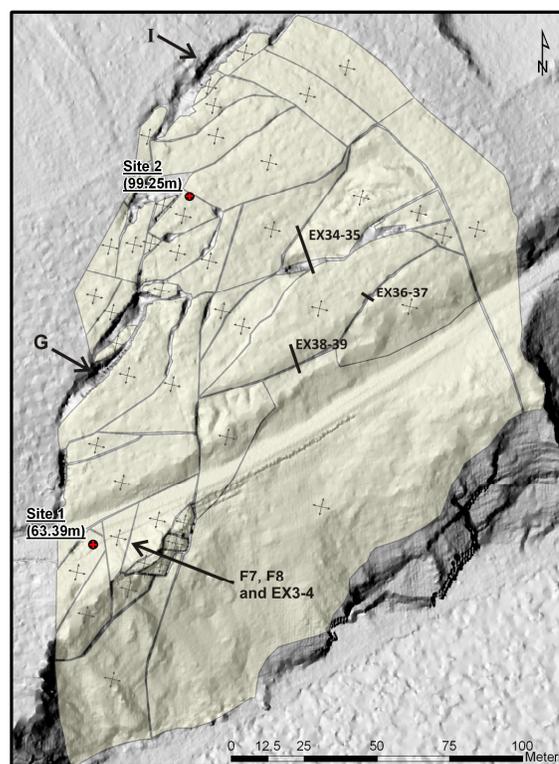


Figure 4. First block model of the Gascons rockslide. The axes in the blocks center are oriented with the bedding structure. The fissure measured by F7, F8, and EX3-4 is pointed as well as fissures G and I.

5 OBSERVED DISPLACEMENTS

Some examples of displacements measured at the Gascons rockslide are presented in Figures 3b, 5a, b

and 6 and discussed in Section 6. In Figures 5a and b, the width of the fissure at the beginning of monitoring is written beside each curve. The three crackmeters F1, F7, and F8 are physically near each other, but their displacements in time are different in terms of maximum and rates of opening (or closing). Extensometer pair EX3-4, F7, and F8 are monitoring the same crack, pointed in Figure 4. The directions of measurement of EX3-4 and F7 are respectively within a 15° and 90° angle of F8. The other extensometer data, EX34-35, EX36-37, EX38-39, G, and I, are coming from the forested sector north of the rails (Fig. 4). Fissures I and G are approximately delimiting the extension of the sliding mass to the north and the west (Fig. 2). The displacement versus time measured by the SAA chain at site 2 is also plotted on Figure 5b.

Figure 6 represents the displacement in the horizontal plane at a depth of 24 m of the SAA chain at site 1 (Fig. 2). The graph shows that the movement of the block monitored is not constant. The mean direction turns of 90° in March 2010, to returns to its original direction in October 2010

6 DISCUSSION

6.1 Hypotheses made to conduct the kinematic analysis

Where there is a lot of field evidences, the block model will be more refined and block will be of smaller area. In sectors where almost no fissures are visible (in the forest or in the cliff where debris hide the structure) the blocks will be bigger.

Displacement of blocks should always be in a downward direction, as it is driven by gravity. At the most, the block can slide along an axis perpendicular to the dip direction of the bedding surface. This fact is represented on Figure 4, by a set of axis in the center of each block. Most rockslides seem to involve individualized blocks and it is not unusual to see chaotic pattern of movement, with blocks apparently not moving in the direction of the main mass movement (Rose & Hungr 2007, Crosta & Agliardi 2003).

The blocks are moving in x, y and z, but not all of the surface displacement measurements are in real 3D. Crackmeters and extensometers are, in most cases, measuring opening and closing of fractures. Such readings are taken between two points inside the moving mass and they are referred to as relative displacements.

An increase in distance means that the two points are moving apart but it does not give the direction of movement. To overcome this limitation, one marker can be paired with many others to have more than one direction of measurement (e.g. F7 and F8 in-

stalled at a 90° angle to read two components of displacement), and some of the extensometer points are located outside of the limit of the unstable mass (not shown).

Along the same line, the closing of a fracture does not mean stabilization. It can represent a change in direction, or simply that the block uphill is going down faster than the one downhill. Thus, the direction of displacement is a function of time. This means that the integration of displacement must take in account the time laps of the different sets of data.

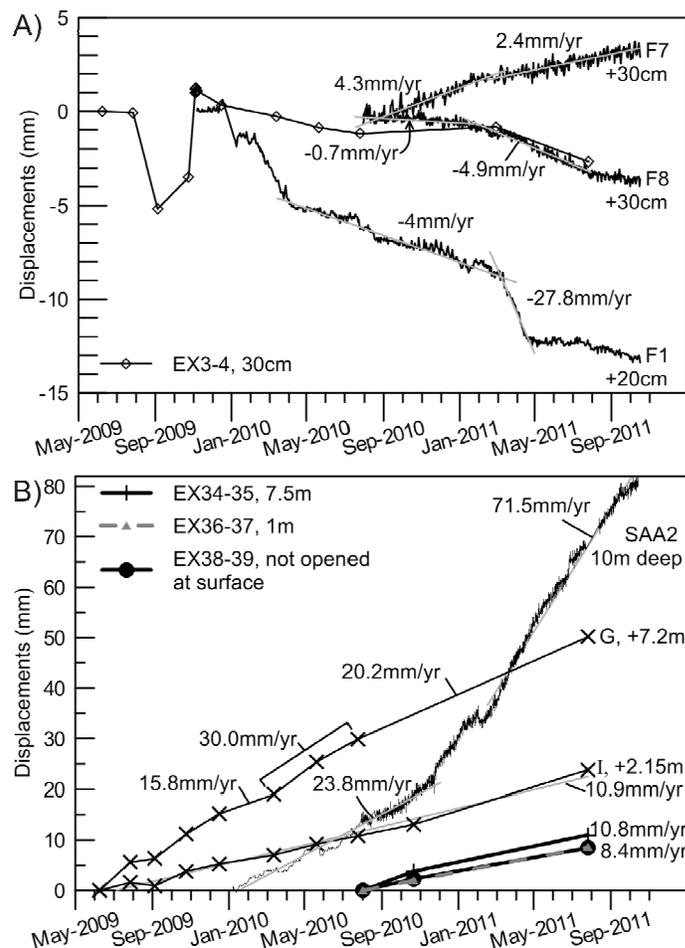


Figure 5. Displacement vs time curves of certain crackmeters, extensometer pairs, and SAA at borehole site 2. a) South of the rails b) North of the rails.

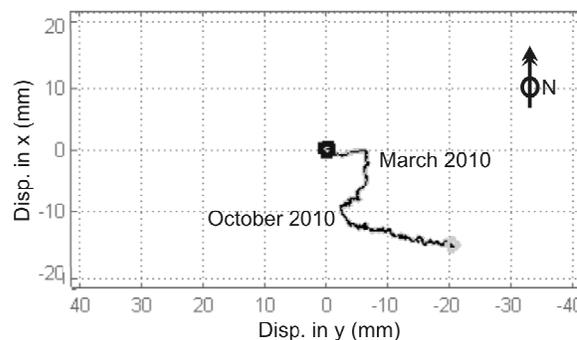


Figure 6. Displacement in the horizontal plane of the SAA at borehole site 1, south of the railroad, at 24m deep, from January 2010 to September 2011.

In the block representation of Figure 4, the edges are smooth and linear. Of course, fissures are not necessarily straight and they have a roughness. Locally, their irregular shape can cause a closing, while it is opening a few meters further. In the Gascons rockslide, the magnitude of movement in a year is often less than a cm, so this might lead to such errors. If the displacements are in the order of meters per year, such localized phenomenon are less likely to influence the data, because they are small compared to the total movement. So, as time goes on, this may be less of an issue.

The compartments are inter-related and they certainly influence each other. A fracture seen at the surface does not necessarily reach the failure surface and there might be blocks on top of blocks. This situation is observed in the cliff area, south of the railroad. The blocks are not completely rigid, but deformable to a certain extent due to their inner discontinuities. Thus, displacement might be attenuated inside a block, i.e. a 10 mm movement on one edge is not always completely transferred to the opposite edge. The points stated in this section are illustrated by examples in sections 6.2 and 6.3.

6.2 *Block movement south of the railroad*

The EX3-4 data set is the longest in time and presents a chaotic pattern of displacement (Fig. 5a). There is a good agreement between EX3-4 and F8 installed in the same direction, for the over-lapping time. In February 2011, F7 and F8 rates of displacement varied; F7 slowed down while F8 accelerated (Fig 5a). As mentioned in Section 6.1, the chaotic pattern of F7, F8 and EX3-4 might represent a change in direction and this is the current explanation. The actual displacement is parallel to the fissure monitored. West of the blocks on which are anchored F7 and F8, is the block monitored by SAA at site 1 (Fig. 4). The pattern of displacement of this block also shows similar variations in displacement (Fig. 6). Thus, the explanation of changes in direction to explain the observed displacement is coherent with data coming from different instruments on different blocks.

Special care is to be taken to make sure that what the sensor is measuring is well understood. This is particularly important with crackmeter analysis. For example, F1 is closing and the rates are accelerating in winter and slowing down in summer (Fig. 5a). During a yearly inspection, it has been noticed, that a fissure opened just uphill of F1. This new information changes the interpretation of the displacement and explains the closing state observed at F1, as well as the importance of this sensor for risk management. In fact, it is following a small block (30x30 cm²) and the significance for the safety of the element at risk, the railroad, is low. The fissure was unnoticed partly because of the high level of weather-

ing of the rock in place. The rock is of poor quality and this makes it difficult to find places to anchor the crackmeters.

6.3 *Block movement north of the railroad*

The maximum displacement is measured by the SAA chain at borehole site 2 (Figs 3b, 5b). From January 2010 to January 2011 total displacement is of 30 mm. Since December 2010, the rate accelerated and reached a value of 71.5 mm/yr (Fig. 5b). The bottom of the chain is fixed, as it extends in stable rock below the failure surface. Thus, the sensor is measuring the total displacement of this block. Extensometer pairs G and I (Fig. 5b) are located in the same sector, but are showing a smaller amount and slower mean rate of displacements. This might be due to the fact that the markers do not extend in stable ground as it was initially believed, giving the impression that the movements are smaller.

Extensometer pairs EX34-35, EX36-37, and EX38-39, installed in July 2010, are showing similar rates of displacement. In Section 6.2, the comparison of three crackmeters located in the same sector south of the rail (inside a circle of 10 m) showed that they were not moving as whole. EX34-35, EX36-37, and EX38-39 are further from each other but their curves are similar. So, this sector is moving as a whole compared to the blocks south of the rails.

6.4 *Tentative assumption for further analysis*

In order to develop a sort of algorithm to process and to integrate displacement data, a set of assumptions must be defined. The analysis is ongoing, and the first assumptions are mentioned below.

- Displacements can be in two directions: (1) the one of planar sliding (dip direction of the bedding planes), and (2) in the direction of the wedge failure (Figs. 3 and 4);
- The blocks are sliding on a plan with dip and dip direction of the bedding planes;
- The blocks are rigid (no deformation);
- Outside of the defined limits of the slide the ground is stable.

Some instruments are monitoring blocks and not fissures: the two vertical SAAs, the traditional inclinometer, the total survey markers and the point target analysis (PTA) InSAR monitoring. The permanent reflectors installed for this last technique (Fig. 2) are widely spread in the field. It will bring essential knowledge on directions of displacements of blocks across the rockslide. Thus, as a last assumption, the displacement of blocks must be coherent with PTA-InSAR displacement data.

7 CONCLUDING REMARKS

Along the coast of the Gaspé Peninsula, in Quebec, Canada, a railroad runs directly across an active rockslide involving a volume of 560 000 m³. A near real time monitoring system has been installed in order to develop an early-warning system and to investigate the post-failure behaviour of this active slide.

The monitoring system is coupling direct (in-situ geotechnical instruments) and remote (InSAR) monitoring. The wedge type failure slides on the bedding plane of the Anse-à-Pierre-Loiselle formation.

Preliminary analysis of displacement shows some coherency in movement:

- In the south part of the slide, the blocks are moving individually;

- In the north part, blocks appear to move faster and as whole;

- Some blocks are changing direction with time;

- The monitoring system is relatively young and as more data is collected, tendencies will become better defined;

- Upcoming PTA-InSAR data will help to reduce the uncertainty on movement of particular blocks.

The system is continuously acquiring new data and before defining meaningful warning criteria, the data of the instrumentation must be well understood.

ACKNOWLEDGEMENTS

The writers would like to acknowledge the support of the Ministère des transports du Québec (C. Jacob), Transport Canada (D. Hébert), the Ministère de l'éducation des loisirs et des sports du Québec, the Canadian Space Agency (V. Singhroy) and the Fonds de recherche du Québec. Thanks also to L. Danisch (Measurand), P. Therrien (U. Laval) and A.M LeBlanc (NRCAN-CGC). The Earth Science Sector contribution number is 20110311.

REFERENCES

- Blikra, L.H. 2008. The Aknes rockslide; monitoring, threshold values and early-warning. 10th International Symposium on Landslides and Engineered Slopes, Xi'an, China, 1089-1094.
- Bourque, P.-A. & Lachambre, G. 1980. Stratigraphie du Silurien et du Dévonien basal du sud de la Gaspésie. Rapport ES-30. Québec, Direction de la géologie, Direction générale de la recherche géologique et minérale, Ministère de l'énergie et des ressources du Québec: 123p.
- Cloutier, C., Locat, J., Lord, P.-É., & Couture, R. 2010. Caractérisation des instabilités côtières dans le secteur de Port-Daniel-Gascons, Gaspésie, Québec. 63rd Canadian Geotechnical Conference and 6th Canadian Permafrost Conference, Calgary, AB, Canada: 71-79.
- Cloutier, C., Locat, J., Couture, R., & Lord, P.-E. 2011. Analysis of one year of monitoring data for the active Gascons rockslide, Gaspé Peninsula, Québec. 5th Canadian Conference on Geotechnique and Natural Hazards, Kelowna, BC, Canada.
- Couture, R., Charbonneau, F., Murnaghan, K., Singhroy, V., Locat, J., & Lord, P.-É. 2010. PTA-InSAR rock slope monitoring at the Gascons site, Gaspé Peninsula, Quebec. 63rd Canadian Geotechnical Conference and 6th Canadian Permafrost Conference, Calgary, AB, Canada: 102-110.
- Couture, R., Charbonneau, F., Singhroy, V., Murnaghan, K., Drouin, H., Locat, J., Lord, P.-É., & Cloutier, C. 2011. PTA-InSAR rock slope monitoring at the Gascons site, Gaspé Peninsula, Quebec : Preliminary results. 5th Canadian Conference on Geotechnique and Natural Hazards, Kelowna, BC, Canada.
- Crosta, G.B. & Agliardi, F. 2003. Failure forecast for large rock slides by surface displacement measurements. Canadian Geotechnical Journal, 40(1): 176-191.
- Cruden, D.M. & Varnes, D.J. 1996. Landslide types and processes, in A. K. Turner et R. L. Schuster, (eds.), Landslides : Investigation and mitigation Transportation Research Board Special Report 247. Washington: National Academy of Sciences: 673
- Danisch, L., Patterson, T., Cloutier, C., Locat, J., & Lord, P.-É. 2010. Integration of SAA technology for coastal rock slope movement monitoring at Gascons, Gaspé Peninsula, Québec, Canada. 63rd Canadian Geotechnical Conference and 6th Canadian Permafrost Conference, Calgary, AB, Canada: 86-93.
- Locat, J., & Couture, R. 1995a, Rapport final : Analyse de la stabilité du massif rocheux au millage 30.5, Division de Chandler, Anse-aux-Gascons, Gaspésie, Québec: Québec, Groupe de recherche en Environnement et en Géométrie, Université Laval : 95.
- Locat, J. & Couture, R. 1995b. Analyse de la Stabilité d'un Talus Rocheux à l'Anse-aux-Gascons, Gaspésie, Québec, 48th Canadian Geotechnical Conference, Vancouver, BC, Canada: 885-892.
- Locat, J., Cloutier, C., Lord, P.-É., Therrien, P., Jacob, C., Nadeau, A., Hébert, D., Couture, R., Charbonneau, F., Singhroy, V., Murnaghan, K., Danisch, L., Jaboyedoff, M., Pedrazzini, A., & Gravel, S. 2010. An integrated mass movement monitoring system for rockslide hazard assessment at Gascons, Gaspé Peninsula, Québec: An Overview. 63rd Canadian Geotechnical Conference and 6th Canadian Permafrost Conference, Calgary, AB, Canada: 35-43.
- Lord, P.-É., J. Locat, et al. 2010. Analyse des déplacements du glissement de Gascons, Gaspésie, par couplage d'observations aéroportées et terrestres. 63rd Canadian Geotechnical Conference and 6th Canadian Permafrost Conference, Calgary, AB, Canada: 56-64.
- Rose, N.D. & Hungr, O. 2007. Forecasting potential rock slope failure in open pit mines using the inverse-velocity method. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 44(2): 308-320.
- Zangerl, C., Eberhardt, E. & Perzmaier, S. 2010. Kinematic behaviour and velocity characteristics of a complex deep-seated crystalline rockslide system in relation to its interaction with a dam reservoir. Engineering Geology, 112(1-4): 53-67

A risk evaluation approach for an active rock slide: the Gascons coastal rock slide, Québec

Jacques Locat & Catherine Cloutier

Laboratoire d'étude sur les risques naturels (LERN), Département de géologie et de génie géologique, Université Laval, Québec, Qc, Canada

Michel Jaboyedoff

Centre for Research on Terrestrial Environment (CRET), University of Lausanne, Lausanne, Switzerland

ABSTRACT

The Chemin de fer de la Gaspésie is passing through a very slow moving coastal rockslide located 25 km before the town of Chandler. It has a volume of 410 000 m³ and is moving at an overall annual rate of about 15 mm. During its recent history, at least one collapse event took place involving smaller volumes but with temporary faster movements. Since 2009, the site has been instrumented in order to monitor pore pressures, displacements, and environmental conditions with the intent to develop warning criteria. Base on this type of data and on our understanding of the geological and hydrogeological models, we developed a semi-quantitative approach for risk evaluation based on both a frequency-probability and expert judgement approaches. This work will illustrate that even with some significant uncertainty, it is possible to come up with a meaningful analysis supporting the evaluation of potential mitigation approaches. One of the most limiting factors is our lack of tools enabling the adequate prediction of the evolution of the rate of movements in an active slide.

RÉSUMÉ

Le chemin de fer de la Gaspésie traverse un glissement de terrain actif, mais très lent, qui se situe 25 km à l'ouest de Chandler. Le volume du glissement est d'environ 410 000 m³ et il se déplace à une vitesse moyenne de 15 mm/an. En 1998, le glissement a connu un effondrement majeur d'une partie de la falaise qui a été précédé par des vitesses supérieures à celles mesurées actuellement. Dans le but de développer des critères d'alerte, le site a été instrumenté en 2009 afin de suivre les pressions d'eau, les déplacements et les conditions météorologiques. À partir des connaissances acquises, nous avons développé une approche semi-quantitative pour évaluer le risque. Elle se base sur les approches fréquence-probabilité et sur le jugement d'expert. Cet article montre que malgré des sources d'incertitudes importantes, il est possible de parvenir à une analyse sensée afin de supporter la gestion du risque et l'évaluation des méthodes de mitigation. L'un des facteurs limitatifs de l'analyse est le manque d'outils afin de prédire l'évolution des taux de déplacements d'un glissement actif.

1 INTRODUCTION

The railroad between Matapedia and Gaspé has been acquired in 2007 by local municipalities with the financial support from Provincial and Federal governments as part of an effort to support the socio-economic development of the Gaspé Peninsula. A portion of the railroad, near Port-Daniel-Gascons (mile 30.5 of the Chandler division, Fig. 1) is known to present various signs of mass movements. The Gascons site is located along a coastline formed in sedimentary rocks of Silurian age consisting mainly of alternating beds of limestone, shale, conglomerate, and less frequently sandstone (Bourque and Lachambre 1980). Most of the rockslide is taking place within the l'Anse-à-Pierre-Loiselle Formation.

Mass movements observed in this sector are first caused by coastal erosion which locally triggers smaller planar and toppling failures that eventually transfer the instability to the upper part of the slope which is failing more or less along the bedding plane still as a wedge failure (see Cloutier et al. 2010 and Lord et al. 2010 for more details). It is interesting to point out here that the railroad was completed in 1911 and little or no fissures were apparent on a 1933 aerial photographs of the sector above the railroad (Locat and Couture 1995). Extensometer data obtained in 1993-1994 for the Petit-

Massif (Fig. 2) indicated that the movements of a 10-20 m block facing the ocean near the railroad were at about 0.3 to 0.4 mm/d which indicated that this part of the slope was about to fail in the near future (Locat and Couture 1995). That part of the slope did failed four years later in July 1998.

In order to increase the safety of the railroad's operation, the Gascons project (2009-2013) was initiated. It has been designed using experiences at various sites in Canada such as Turtle Mountain slide (Moreno and Froese 2009), Aknes rockslide in Norway (Blikra 2008, Oppikofer et al. 2009), and rockslides in Switzerland (Sartori et al. 2003, Rouiller et al. 2004). The Gascons project involves two main objectives: (1) develop a monitoring system enabling warning criteria, and (2) carry out a risk evaluation that could provide the basis for risk management.

The Gascons slide is a very slow moving slide. The main challenge is to assess if and when a rapid acceleration could take place. In this context, the present paper will address the development of a risk evaluation strategy for the Gascons slide. It is important to underline at this point that actual risk evaluation values are still very preliminary and involved large uncertainties particularly regarding the hazard component and the potential acceleration of the sliding mass into a collapse event.

With this context, the main objectives of the present paper are to evaluate the risk associated to a collapse event for the train, the role of a warning system for risk reduction and the potential domino effect resulting from an initial collapse event. This analysis will also underline the interest of defining the residual risk and use it to estimate the required performance of a warning system.

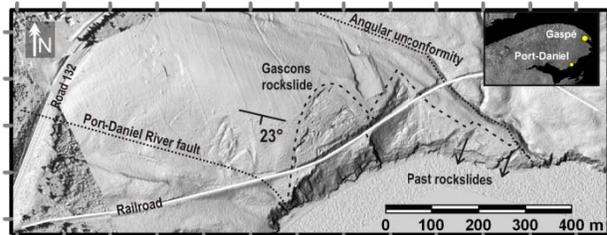


Figure 1. Location of the Gascons rockslide, the railroad and major geological features. (© Natural Resources Canada. All rights reserved.)

2 THE GASCONS SLIDE

The active Gascons rockslide is a translational slide, with a wedge shape involving of volume of 410 000 m³. Fissures are clearly visible on the elevation model produced from airborne and terrestrial LiDAR surveys (Figs. 1 and 2). The wedge type failure slides mostly on the bedding plane of the Anse-à-Pierre-Loiselle Formation dipping 23° south/south-west. Near the fault shown in Figure 1, the bedding planes curve upwards forming a syncline (Cloutier et al. 2010). The main direction of movement is believed to be south/south-east. The geometry of the sliding mass has been interpreted from instruments installed in boreholes, from stratigraphy and from morphological studies (Cloutier et al. 2012). Erosion of the toe of the slope by the action of the sea is the key factor leading to instabilities. For details on the slide geomechanical and hydrogeological models and actual displacements, the reader is referred to Cloutier et al. (2010 and 2012).

Following detailed field mapping and LiDAR (both aerial and terrestrial), parts of the slide have been identified as being more or less individualized (Fig. 2): (1) the Petit Massif, (2) East block, and (3) East Centre.

3 THE 1998 COLLAPSE EVENT

This collapse-slide event took place on July 23rd 1998 and is the only major slide reported in this sector since the completion of the railroad in 1911. The rock slide also took away parts of the railroad ballast down to sea level 60 m below, leaving about 1.5 m of rail suspended in the air. The accounts of this event are poorly reported and the information is mostly taken from newspapers. According to this source, railroad workers had already noticed some movements of the tracks about one week prior to the slide event and when about 30 cm of settling of the ballast was observed they closed the railroad and the final event took

place about one week later. Locat and Couture (1995) had already indicated in 1994 that this part of the massif would fail sooner than later with more or less constant displacement of the order of about 0.3 to 0.4 mm/d. Measurements taken by Locat and Couture (1995) are compared with more recent measurements taken between 2009 and 2012 showing that actual velocities within the actual sliding mass are less than the one observed for the Petit-Massif in 1994 (Fig. 3).

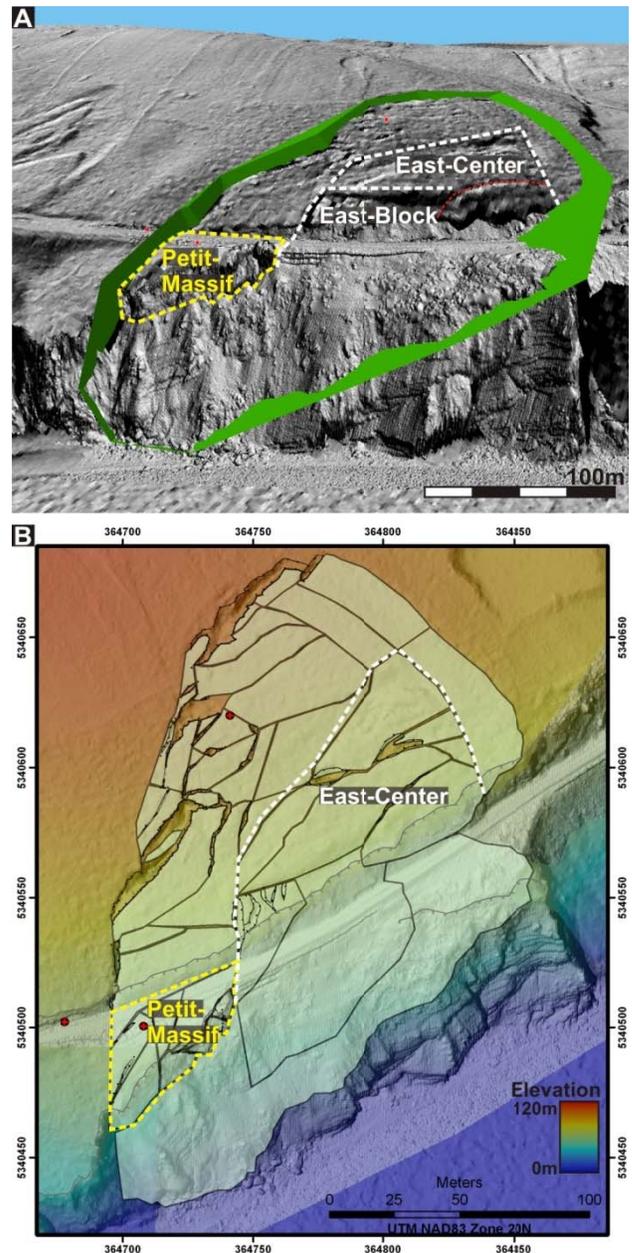


Figure 2. Petit-massif, East-Centre, and East-Block sectors. A) Oblique view of the DEM showing in green the failure surface of the rockslide. B) The rockslide is separated in different blocks.

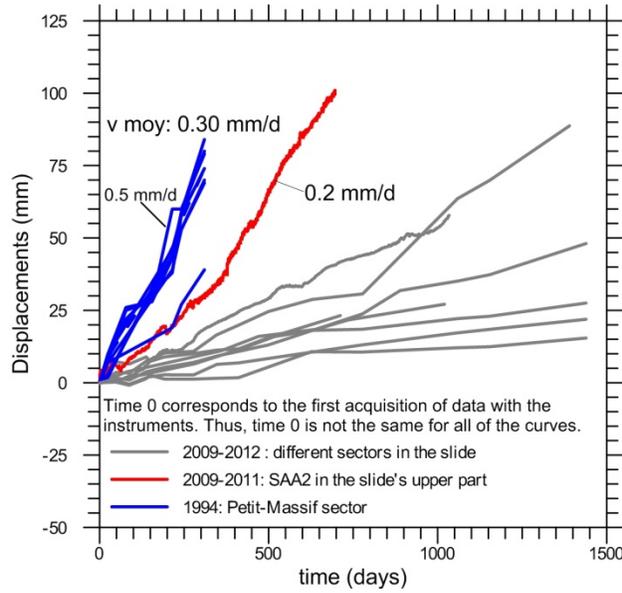


Figure 3. Displacement measurements: Blue curves are readings taken in 1993-1994 and the other ones between 2009 and 2012. All reading sequences are starting at a time value of 0.

This type of sliding activity is considered as a rapid and damaging slide event, i.e. it poses a risk to people or infrastructures. The 1998 collapse event is considered as a partial slope collapse which can result from the linear accumulation of displacements to excessive values or from an acceleration of part or all of the sliding mass.

4 METHODOLOGY USED FOR RISK EVALUATION AT THE GASCONS SLIDE

The overall approach used for the Gascons slide is based on what has been proposed by Fell et al. (2005). All the probability values are referred to as annual probabilities. The risk evaluation equation, considering annual probabilities is as follow:

$$R_E = P_{(L)} \times P_{(S:T)} \times P_{(T:L)} \times V_{(E:T)} \quad [1]$$

where:

R_E : risk of fatalities resulting from a collapse event;
 $P_{(L)}$: Probability (or frequency) of a collapse event;
 $P_{(S:T)}$: Spatio-temporal probability, i.e. the probability that the element at risk is present at the time of the collapse event, knowing that it will be impacted;
 $P_{(T:L)}$: Probability that the element at risk will be impacted if it is in the slide area at the time of the collapse event;
 $V_{(E:T)}$: Vulnerability of the element at risk if it is in the slide area at the time of a collapse event.

The value of $P_{(L)}$ will be estimated using a power relationship as used by Raetzo et al. (2002) in Switzerland where $P_{(L)}$ is computed as follows:

$$P_{(L)} = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad [2]$$

where T is the return period of a slide event and n the time length considered. The concept of a return period is judge valid here since the slide is active and that the main factor responsible for the sliding activity, i.e. erosion, is still an ongoing process at Gascons.

The element at risk can be the infrastructure, i.e. the railroad, or people travelling in the train or fisherman near the beaches, or visitors. For the following analyses, we will only consider the people traveling in the train (expressed in terms of fatalities). Although it is a conservative assumption, for the following analysis, it is assume that the train would derailed as a result of a collapse event and that there would be no survivors, i.e. both values of $P_{(T:L)}$ and $V_{(E:T)}$ are equal to 1.0 for the element at risk. So basically, the main variables in the risk evaluation are related to the following parameters: the values of $P_{(L)}$ and $P_{(S:T)}$. Therefore, Equation 1 reduces to:

$$R_E = P_{(L)} \times P_{(S:T)} \quad [3]$$

In this case, the key point is evaluating the hazard and the probability that the element at risk will be in the slide area at the time of the event. The evaluation of the consequences of the risk linked to a collapse event will be done using the F-N diagram used by the Hong Kong Geotechnical Engineering Office (1998) and also used by Fell et al. (2005).

The Gascons slide is an active slide consisting of various compartments so that a collapse event can involve parts or all of the sliding mass. In order to evaluate the relative impact of a given initial scenario (P_{sN}) on the overall sliding mass (domino effect), an event tree analysis will be carried for the scenarios that will be identified below. According to our understanding of the sliding mass, the following three sectors will be considered (Fig. 2): (1) Petit Massif, (2) East-Block and (3) the overall mass. The main criteria used with respect to the five initial scenarios considered below in the event tree analysis is that:

$$\sum_1^N P_{sN} = 1.0 \quad [4]$$

That is to say that whatever the scenario is, the value of $P_{(L)}$ remains constant in the risk analysis. P_{sN} are relative probabilities values adapted from the work of Lacasse et al. (2008). In order to evaluate this aspect, an event tree analysis has been carried out and the results are for the five initial scenarios (P_{sN}) considered. Relative probabilities given for various outcomes are based on expert judgment, i.e. the actual understanding of the various slide mechanisms taking place within the Gascons

slide. For all initial scenarios, the event tree cascade ends when the outcome is either (1) a return to a situation such that the slide is slow enough to maintain a functional railroad or (2) the collapse of most of the sliding mass (major collapse).

5 HAZARD ANALYSIS

The hazard analysis at Gascons is considered for two aspects. The first one is related to the probability of occurrence (or frequency) of a collapse event ($P_{(L)}$) which can lead to damaging impacts. The second looks at the potential domino effect on the remaining sliding mass by considering five scenarios of initial collapse event ($P_{(SN)}$).

5.1 Probability of Occurrence of a Collapse Event ($P_{(L)}$)

The 1998 slide event is considered as a collapse event. This is the only known significant event of that type reported for the Gascons site. Because the sliding process will lead to another collapse event in a near future, i.e. the slide is still evolving, and that the last event took place in 1998, i.e. 15 years ago. In addition, actual displacement rates are taken into considerations. Considering that the slide is taking place in sedimentary rocks with normal discontinuities perpendicular to the bedding spaced at less than 0.5 m. It is estimated that a displacement of the sliding mass of 1 m or more could lead to significant instabilities in the Petit Massif area. With the actual rate of about 0.03 mm/d, this limit would be reached in about 65 years implying that the slide hazard should increase with time. With these two considerations, a return period (T) of 20 years is selected for all analyses even if there are no known reported major events since 1911. Using equation 2 with $n = 1$, this corresponds to an annual probability $P_{(L)}$ of 0.05.

5.2 Relative Hazard Associated with the Probability of Occurrence of a Given Scenario Resulting from a Collapse Event ($P_{(SN)}$)

Because of the great uncertainties with regard to predicting the volume involved in a collapse event, scenarios were considered following our understanding of the site conditions at Gascons. From this, a collapse event which takes place could involve three sectors: (1) the Petit Massif, (2) the East Block and (3) the whole sliding mass (total collapse) which are identified in Figure 2. In addition, scenarios 1 and 2 have been divided into partial or total collapse for a total of five scenarios ($P_{(SN)}$). The scenarios and their relative probability of occurrence (based on expert judgment) are: (1) the Petit Massif, partial, ($P_{s1} = 0.5$), (2) the Petit Massif, total ($P_{s2} = 0.01$), (3) the East-Block partial ($P_{s3} = 0.289$), (4) the East-Block total ($P_{s4} = 0.2$), and (5) total sliding mass collapse ($P_{s5} = 0.001$) for a total probability of 1.0 (Eq. [4]). Finally, in the event tree analysis (Figure 4), the outcome or consequences of an initial collapse event is considered in order to evaluate if the slide can evolve to either conditions similar to actual conditions or if it could destabilize other sectors (domino effect).

6 CONSEQUENCES

Consequences are considered for two aspects: (1) consequences for the train and its passengers, and (2) the potential domino effect resulting from an initial collapse event ($P_{(SN)}$).

6.1 Probability of the Element at Risk to be in the Slide Area at the Time of the Slide ($P_{(S:T)}$)

The consequence of a collapse event will depend on factors such as the presence of the element at risk in the slide area, the possibility of being hit or involved in the event and its vulnerability. Since it was assumed that both the values of $P_{(T:L)}$ and $V_{(E:T)}$ are equal to 1.0, the consequence of a collapse event will reduce to the evaluation of the value of $P_{(S:T)}$, i.e. the presence of the element at risk in the slide area at the wrong time.

This parameter represents the capacity of the system that the train (or its operator) will be informed of the danger in time to prevent it from being impacted by a collapse event. It is assumed here that the train driver can always stop if a collapse event took place, i.e. the train driver can see the danger and will be able to stop the train at the right time. With this, the only condition for the train to be impacted by a collapse event is when the event takes place while the train is in the slide area (about 200 m long). The risk that will be computed with this assumption is termed the residual risk.

For the case of the Gascons slide, the value of $P_{(S:T)}$ is computed with the following equation:

$$P_{(S:T)} = \frac{(d + t_p + t_v) \times f_p}{525600} \quad [5]$$

where:

d : time without monitoring or delay during which the collapse event can take place (min), taken as 0 for estimating the residual risk

f_p : train frequency per year, taken as 312;

t_v : time required for travelling the distance within the critical distance before reaching the danger zone taken as 0.16 min. This is function of the breaking distance of the train at a given speed. If the breaking distance is not sufficient, the train would be impacted by the collapse event.

t_p : time when the train is in the slide area, in minutes computed with the following equation:

$$t_p = \frac{L_s}{v_t} + \frac{L_t}{v_t} \quad [6]$$

Where L_s , L_t , and v_t are the length of the sliding area (200m), the length of the train (200m), and the train speed (16 km/h) respectively for a value of t_p equal to 1.3 min.

With the above values, the value of the residual $P_{(S:T)}$ is estimated to be equal to 0.0009. It is interesting to note

here that the computed value of $P_{(S:T)}$ is the minimum value in situation where there are no warning systems put in place, but only monitoring. For example, if a vehicle running on the track is checking for the conditions of the track 1 hour before the train, the value of d could be greater than 0 and the value of $P_{(S:T)}$ would increase, if we consider that the train will not be able to see the danger in time to stop before entering the dangerous zone.

6.2 Estimating the Critical Domino Effects Using Event Tree Analysis

As indicated above, the Gascons slide is made of various compartments which are moving down slope at various velocities (Cloutier et al. 2012, Fig. 3). It has been assumed that the consequences of any scenario would be the same from a risk assessment viewpoint but because of the compartmented nature of the Gascons slide (Lord et al. 2010) it is relevant to identify the failure scenario which has the greatest chances to lead to the largest failure, i.e. the largest volume of sliding mass.

In order to evaluate this aspect, an event tree analysis has been carried out and the results are shown in Figure 4 for the five initial scenarios (P_{sN}) considered. In Figure 4 are provided the relative probabilities given for various outcome and these values are based on expert judgment and the evolution of the outcome can be followed in up to four steps.

6.2.1 Partial Collapse of the Petit-Massif (Scenario 1)

Scenario 1 is for a collapse event that would be caused by a failure of part of the Petit Massif, as it was the case in 1998. Following such an event, it is estimated that the situation will most likely revert to slow conditions ($P = 0.89$), with decreasing probabilities associated to the evolution towards the collapse of the East-Block (0.09), of all of the Petit Massif (0.01) and of the large collapse (0.01). The domino effect indicates that the probability of a major collapse is 0.05041.

6.2.2 Total Collapse of the Petit-Massif (Scenario 2)

This scenario is considering the possibility that all of the Petit Massif area collapse as an initial event and this initial scenario is given a relative probability of 0.01 because it is believe that the actual structural conditions and local morphology are not favorable for a major failure of the Petit Massif. Considering the domino effect shown in Figure 4, the probability for a major collapse following scenario 2 would be 0.00982.

6.2.3 Partial Collapse of the East-Block (Scenario 3)

This scenario is considering a partial collapse of the East-Block and is given an initial probability of 0.289. The East-Block is critically located with its potential failure plane going right under the railroad and likely day lighting out on the slope face (Figure 2). Partial failure of the East-Block could be followed by a failure of all the East-Block, the Petit Massif (part or total) or by a major collapse. The

domino effect indicates that the relative probability for a major collapse, following this scenario, is 0.22641.

6.2.4 Total Collapse of the East-Block (Scenario 4)

This scenario is considering the collapse of all of the East-Block and is given a relative probability of 0.2, i.e. a little less than a partial collapse. It could be followed by a collapse of part of all of the Petit Massif or by a major collapse. The domino effect with the relative probabilities provided in Figure 4, indicate that the relative probability of a major collapse resulting from this initial collapse event is 0.14594.

6.2.5 Major Collapse (Scenario 5)

It is considered that an initial major collapse event, i.e. involving most of the sliding mass, is unlikely due to the actual nature and blocky structure of the sliding mass which appears to slowly react to the erosion by local slope re-adjustments. For this reason, a relative probability of 0.001 is given to this scenario.

Although our first intuitive approach was considering the Petit-Massif as the most critical scenario, the above consequence analysis, using the event tree approach, shows that the initial scenario (P_{sN}) that have the greatest chances to lead to a major collapse of the Gascons sliding mass are related to the East-Block.

7 RISK ANALYSIS AND ASSESSMENT: RESULTS AND DISCUSSION

The risk analysis using Eq. [3] is straightforward in order to calculate the residual risk. The computed value is 4.5×10^{-05} and the result is plotted on the F-N diagram in Figure 5 with the assumption that the maximum number of fatalities is 20. This value is compared in Figure 5 to the annual risk of for one person, in the United States, to die either in a car or a train accident.

The value of the potential loss is very dependent on the return period selected. For example, if a return period of 100 years is considered acceptable, than the risk would be reduced by a factor of 5, i.e. to 9×10^{-06} . This computation assumes that the train driver can stop the train at the right time. In many cases, few hours before a train passage an inspection takes place on the railroad so that the time without surveillance is reduce to 1 to 5 hours. If the train driver cannot foresee the danger, than the value of d would take the value of the time between the inspection and the passage of the train, i.e. the risk value would increase accordingly.

If the limit of the F-N diagram ALARP boundaries applies to railroads, this would indicate that the above computed residual risk for a return period of 20 years would be at the limit between the unacceptable zone and the ALARP zone. In practice, the only case known of a collapse event, i.e. in 1998, the observations made by the railroads maintenance crew was able to forecast that some major problems were taking place near the Petit-Massif requiring the railroad to be close. This was done

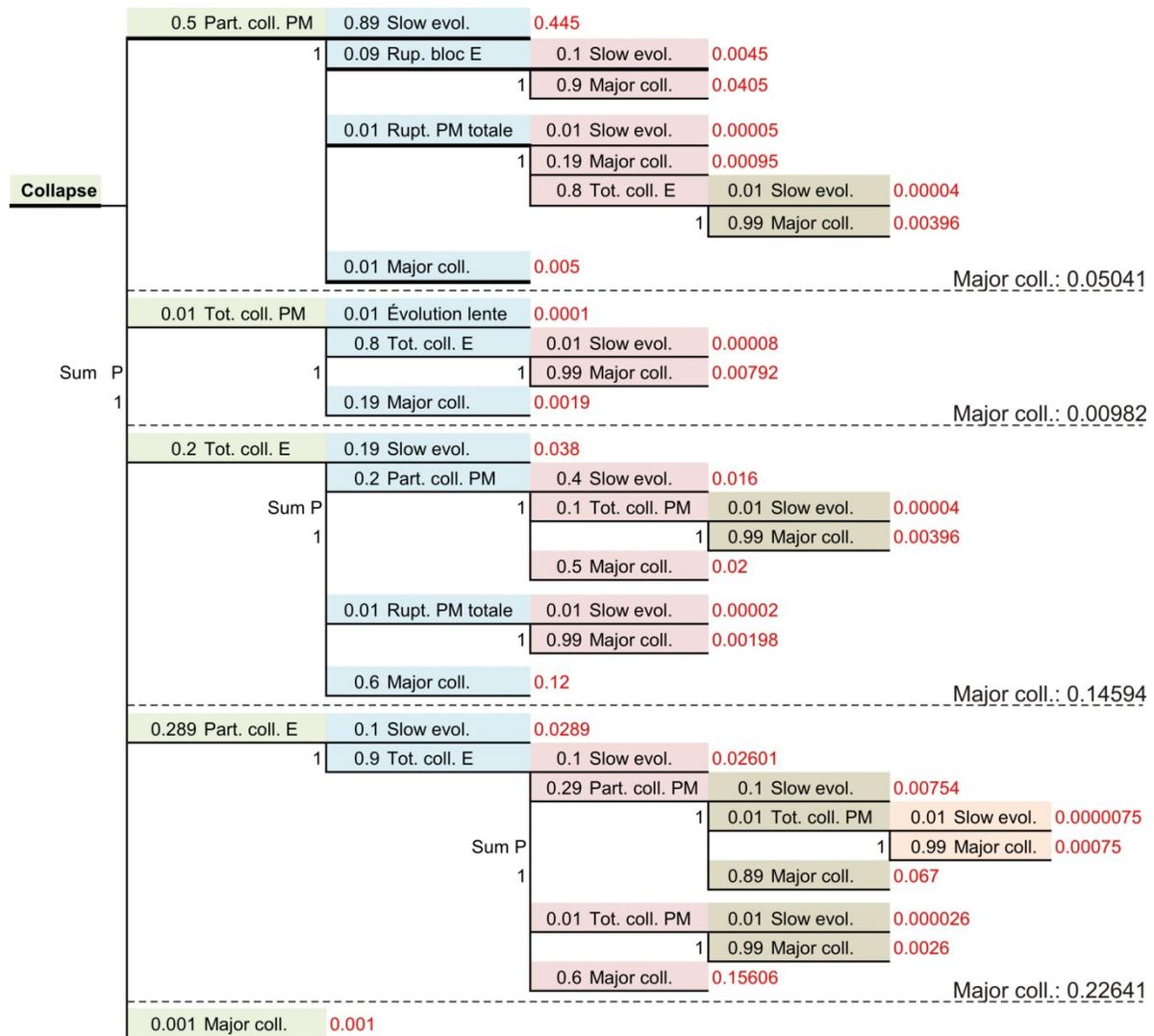


Figure 4. Tree event analysis of different collapse scenarios showing the domino effect. The numbers in red are the multiplication's result of the relative probabilities, in black, associated to events along one branch.

about one week before the event. It indicates that with a minimum of understanding of the evolution of the instability situation, warning criteria can be developed to reduce the risk to acceptable values.

The analysis of the maintenance crew on the railroad was acting as a sort of a warning system, i.e. an analysis was made of the deformation of the railroad, knowing that the site was an active slide, they used that information to prevent the train to be in the slide area at the time of the collapse event, so that the value of $P_{(S;T)}$ was made equal to 0. With this approach, if the targeted risk is selected has shown in Figure 5 to be at a value of 5.5×10^{-07} , this would mean a reduction of the risk of by about 99%, i.e. the collapse event would have to be predicted 99 time out of 100. This may sound like a high performance for a warning system, but it must be remember that other components of the risk equation were quite conservative (e.g. $P_{(T;L)}$ and V to a lesser extent). In addition, the

monitoring put in place since 2009 is very sensitive to small displacement within the slide area (see Fig. 3).

Current efforts are being made in trying to define threshold values that could be applicable, as shown for a compilation made for various cases of active slide (Figure 6). At the same time, some performance criteria will have to be developed in order to ascertain our capacity to reduce the annual risk to a value as low as realistically possible.

With only one experience of a collapse event at Gascons, the compilation presented in Figure 6 may be of some used in an attempt to select warning criteria threshold. It is interesting to note in Figure 6 that in most cases reported, a velocity value of 1.5 mm/d would induce a yellow warning signal, i.e. an indication that movements are exceeding normal values. A value of 1.5 mm/d is about 7 times faster than the current fastest value at Gascons and about 3 times faster than the maximum

values observed in 1993-1994, about 4 years before the collapse event.

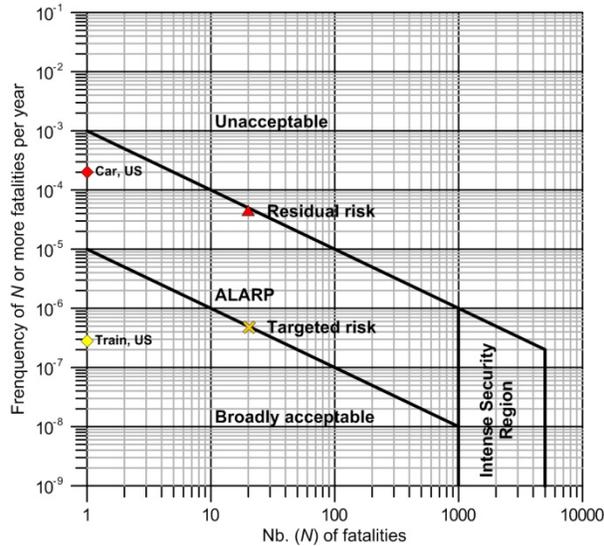


Figure 5. The residual and targeted annual risk values calculated for a train circulating in Gascons rockslide with the methodology presented in this paper on a F-N diagram (based on the Hong Kong Geotechnical office, 1998).

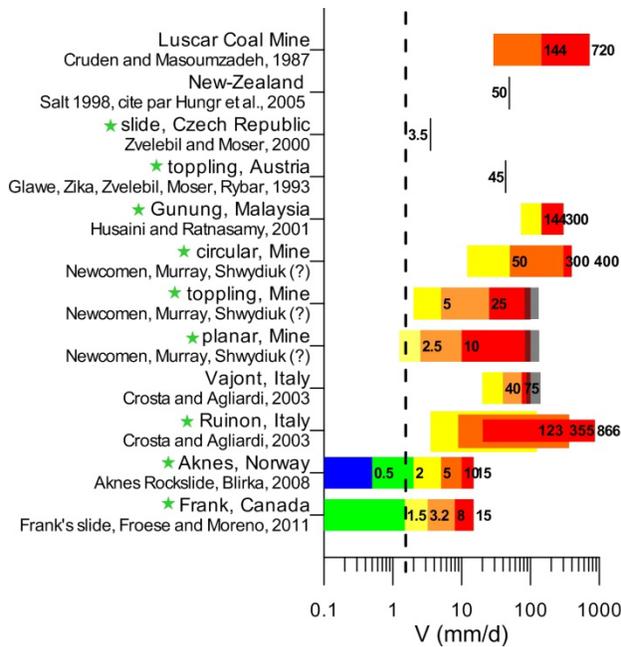


Figure 6. Different values of velocity criteria threshold for warning system found in literature. Colors have been adapted for this figure (some authors did not associated values with colors).

8 CONCLUSION

An attempt has been made above to develop an approach for evaluating the risk to the railroad users with regard to a potential collapse event. Assumptions were made regarding the consequences of such an event considering that they were the same, in terms of vulnerability and exposure of the element at risk for any of the initial possible scenarios. From this analysis the following conclusions can be drawn:

1. There are still large uncertainties in the analysis, particularly with regard to the return period of a collapse event;
2. The scenario which can generate the greatest domino effect, i.e. the potential to induce a major collapse of the sliding mass would be the partial collapse of the East Block;
3. According to the actual knowledge of the slide, the actual risk for users would be within the ALARP zone;
4. The actual monitoring system, the development of warning threshold values and the awareness of the railroad maintenance crew workers are elements that should ensure the maintenance of the risk for users to an acceptable level.
5. But still, the probability of a collapse increases with time and other alternatives may have to be considered from a risk management viewpoint, or the analysis will need to be revisited as new events take place (Locat et al. 2013).

ACKNOWLEDGEMENTS

The writers would like to acknowledge the contribution of few individuals that have helped for this project: Chantal Jacob and Pierre Dorval (Quebec Department of Transport), Daniel Hébert (Transport Canada), Réjean Couture and François Charbonneau of Natural Ressources Canada, Pierre-Étienne Lord and Dominique Turmel.

REFERENCES

- Blikra, L. H. (2008). The Aknes rockslide; monitoring, threshold values and early-warning. *10th International Symposium on Landslides and Engineered Slopes*, Xi'an, China, Taylor & Francis Group, London.
- Bourque, P.-A. and G. Lachambre (1980). Stratigraphie du Silurien et du Dévonien basal du sud de la Gaspésie. Rapport ES-30. Québec, *Direction de la géologie, Direction générale de la recherche géologique et minérale, Ministère de l'énergie et des ressources du Québec*: 123.
- Bunce, C. M., Cruden, D. M. and Morgenstern, N.R. 1997. Assessment of the hazard from rock fall on a highway. *Canadian Geotechnical Journal* 34(3): 344-356.

- Cloutier, C. (2013). Le comportement des glissements rocheux très lents : le cas de Gascons, Qc, Canada. Département de géologie et Génie géologique. Québec, Université Laval. Ph.D.
- Cloutier, C., Locat, J., Lord, P-E, and Couture, R. 2010. Caractérisation des instabilités côtières dans le secteur de Port-Daniel-Gascons, Gaspésie, Québec. *63rd Canadian Geotechnical Conference and 6th Canadian Permafrost Conference*, Calgary, Ab, Canada. 71-79
- Cloutier, C., Locat, J., Lord, P-E, Couture, R, and Jaboyedoff, M. (2012). Kinematic considerations of the Gascons rockslide, Québec (Gaspésie), Canada. *11th International Symposium on Landslides and 2nd North American Symposium on Landslides*, Banff, CRC Press, Taylor and Francis Group. 2:1264-1270.
- Fell, R., Ho, K. K. S. Lacasse, S., and Leroi, E. (2005). A framework for landslide risk assessment and management. *Landslide Risk Management*. O. Hungr, R. Fell, R. Couture and E. Eberhardt, Taylor and Francis: 3-25.
- Geotechnical Engineering Office of Hong Kong. 1998. Landslides and Boulder Falls from Natural Terrain: Interim Risk Guidelines. GEO Report No. 75. *The Government of the Hong Kong Special Administrative Region*, Geotechnical Engineering Office.
- Lacasse, S. Eidsvig1, U., Nadim, F., Høeg, K., and Blikra, L.H., (2008). Event Tree Analysis of Aknes Rock Slide Hazard. *4th Canadian Conference on Geohazards: From Causes to Management*, Québec, Presse de l'Université Laval., pp. : 551-558.
- Locat, J., Cloutier, C., and Turmel, D., 2013. Développement d'outils de gestion du risque de mouvements de terrain dans le secteur Gascons de la société du Chemin de fer de la Gaspésie (Projet Gascons) : Rapport final. Rapport LERN-GASCONS-13-01. Département de géologie et de génie géologique, Université Laval, 105p.
- Locat, J. and Couture, R. (1995). Rapport final : Analyse de la stabilité du massif rocheux au millage 30.5, Division de Chandler, Anse-aux-Gascons, Gaspésie, Québec. Québec, Groupe de recherche en Environnement et en Géo-ingénierie, Université Laval: 95.
- Lord, P.-É. (2011). Analyse des déplacements du glissement rocheux de Gascons, Gaspésie, Québec. Département de géologie et de génie géologique. Québec, Université Laval. M.Sc.: 290.
- Lord, P.-É., J. Locat, et al. (2010). Analyse des déplacements du glissement de Gascons, Gaspésie, par couplage d'observations aéroportées et terrestres. *63rd Canadian Geotechnical Conference and 6th Canadian Permafrost Conference*, Calgary, AB.
- Moreno, F. and Froese, C.R. 2009. ERCB/AGS system manual for the Turtle Mountain Monitoring Project, Alberta; *Energy Resources Conservation Board, ERCB/AGS Open File Report 2009-14*, 87 p.
- Raetz, H., Lateltin, O., Bollinger, D., and Tripet, J.P. 2002. Hazard Assessment in Switzerland: Codes of Practice for Mass Movement. *Bulletin of Engineering Geology and Environment*, 61: 263-268
- Oppikofer, T., Jaboyedoff, M., Blikra, L., Derron, M. H., & Metzger, R. 2009. Characterization and monitoring of the Aknes rockslide using terrestrial laser scanning. *Natural Hazards Earth System Science*, 9, 1003-1019.
- Rouiller, J.-D., Ornstein, P., and Délèze, J.-Y., 2004. Guardaval : un système de télésurveillance adapté aux régions de montagne. *Proceedings of the 57th Canadian Geotechnical Conference*, Session 3C: 25-30.
- Sartori, M., F. Baillifard, et al. 2003. Kinematics of the 1991 Randa rockslides (Valais, Switzerland). *Natural Hazards and Earth System Sciences*. 3(5): 423-433.

Annexe 3 :

Étude interférométrique radar satellitaire

Étude interférométrique radar satellitaire

**Centre canadien de télédétection (CCT) et Commission géologique du Canada (CGC),
Ressources naturelles Canada**

Site: Anse-à-Gascons, Qc

Lat-long : 48°12,19'N 64°49,22'O

Partenaires :

Université Laval (UL)

Transport Québec (TQ)

Transport Canada (TC)

Chemin de fer de la Gaspésie (CFG)

Agence spatiale canadienne (ASC)

Introduction

Afin d'optimiser la compréhension de la dynamique du site Anse-à-Gascons, l'université a sollicité la collaboration du Centre canadien de télédétection afin de mener une étude complémentaire du site à partir de la technique d'interférométrie radar (insar) satellitaire. L'un des avantages de l'insar pour ce site est la possibilité d'acquérir de l'information temporelle sur les déplacements de façon régulière, sans que l'on ait à se déplacer sur le terrain. La fréquence d'acquisition des appareils télémétriques est supérieure aux mesures insar, cependant les instruments télémétriques doivent être concentrés près du poste d'acquisition à cause du câblage nécessaire pour le transfert de données et pour l'alimentation électrique. Les bornes extensométriques couvrent bien le site, cependant leurs écarts doivent être mesurés manuellement, impliquant donc des frais de déplacement et du temps, ce qui limite le nombre de mesures à deux-trois fois par année. De plus, ces mesures nous donnent uniquement de l'information selon une seule dimension (axe entre les deux bornes). Ainsi en combinant les instruments de télésurveillance, l'insar et les bornes passives, le site peut être caractérisé de façon optimale.

Méthodologie

Le site d'étude présente des défis intéressants au niveau de l'interférométrie. La zone active du site est principalement recouverte d'un couvert forestier, ce qui rend les analyses sur des cibles naturelles impossible (i.e. perte de la cohérence temporelle). Afin de contrer cette difficulté, nous avons opté pour la technique d'interférométrie sur cibles artificielles. Ces cibles permettent d'accroître le signal sur bruit et de maintenir un haut niveau de cohérence entre les acquisitions. En second lieu, par la nature complexe des déplacements (i.e. plusieurs plans de rupture, pas uniquement des déplacements verticaux), l'utilisation de la technique interférométrie radar avec seulement une configuration d'acquisition n'est pas suffisante pour une bonne caractérisation des déplacements. Contrairement aux sites plats habituels de soulèvement-affaissement du sol (ex. zone de pompage) où seuls les déplacements verticaux sont possibles et permettant donc la projection du vecteur déplacement « Line-of-sight » selon l'axe vertical, la multi-dimensionnalité des déplacements du présent site n'autorise pas cette simplification. Il faut considérer un mouvement selon trois axes orthogonaux (3D).

La stratégie d'acquisitions employée afin de maximiser l'estimation/caractérisation des déplacements a été de recourir à trois configurations InSAR: deux séries d'acquisitions à des angles d'incidences différentes selon l'orbite descendante et une série selon l'orbite ascendante. La différence angulaire des séries en mode descendant permettent de découpler précisément les composantes verticale et horizontale azimutale (dans la direction du signal radar incident) des déplacements. En intégrant une troisième série acquise selon un axe azimutal différent (mode ascendant), il est possible de caractériser les déplacements horizontaux selon les axes Nord-Sud et Est-Ouest. Cependant, puisque la différence résultante azimutale entre les orbites ascendant et descendant à cette latitude n'est que d'environ 22° , les estimations selon l'axe Nord-Sud sont moins précises, mais procurent une bonne base pour les comparaisons relatives.

L'approche multi-baseline avec restriction de baselines (i.e. distance entre les positions du satellite entre deux acquisitions) permet de réduire les sources d'erreur (effet atmosphérique, effets orbitaux, bruit de fond de l'antenne, ...) sur l'estimation de phase interférométrique et d'atténuer la composante topographique également. En conséquence sur l'ensemble des scènes

acquissent sur une même orbite relative, seules les paires insar ayant une baseline inférieures à 250 m ont été considérées.

À l'exception du réflecteur CR3 sur la falaise, aucun canevas ou couvert ne protège les réflecteurs contre l'accumulation de la neige. Puisque la Gaspésie reçoit chaque année des quantités considérable de neige, supérieures à la hauteur des réflecteurs, nous avons jugé que l'ajout de protecteur était non nécessaire considérant que celui-ci peut entraîner d'autres problèmes tels que la condensation et le givre qui affecteraient la phase interférométrique. Afin de détecter les réflecteurs ayant une possible accumulation de neige, nous avons utilisé un logiciel maison basé sur l'intégration de l'intensité totale retournée par les cibles vers l'antenne. Ce logiciel, servant habituellement aux analyses de calibration d'antennes radar à synthèse d'ouverture (RSO), fut utilisé afin de détecter les acquisitions/réflecteurs à rejeter de nos analyses (i.e. une réduction de 2 dB de l'intensité du signal provenant d'un réflecteur nous indiquait la présence de neige/glace).

Travaux sur le terrain

Au cours des trois dernières années, une série de sorties sur le terrain a été organisée afin de mettre en place un réseau de cibles de référence interférométriques

2009

Deux sorties sur le terrain ont eu lieu en 2009. La première en juin, consistait à prendre connaissance du site, à préparer la planification de l'installation des cibles interférométriques (disposition des cibles et évaluation des techniques d'ancrage nécessaire) et à établir des contacts en vue de la seconde visite. Lors de la seconde visite à l'automne 2009, nous avons procédé à l'installation de huit trièdres de référence disposés de façon stratégique par rapport aux principales failles (figure 2). Deux de ces trièdres (CR1 et CR2) furent installés en dehors de la zone active afin qu'ils servent de référence stable pour l'analyse interférométrique. L'ensemble de ces cibles a été orienté pour les acquisitions RADARSAT-2 aux passages orbitaux descendants (i.e. surface effective des cibles selon l'azimut 101°).

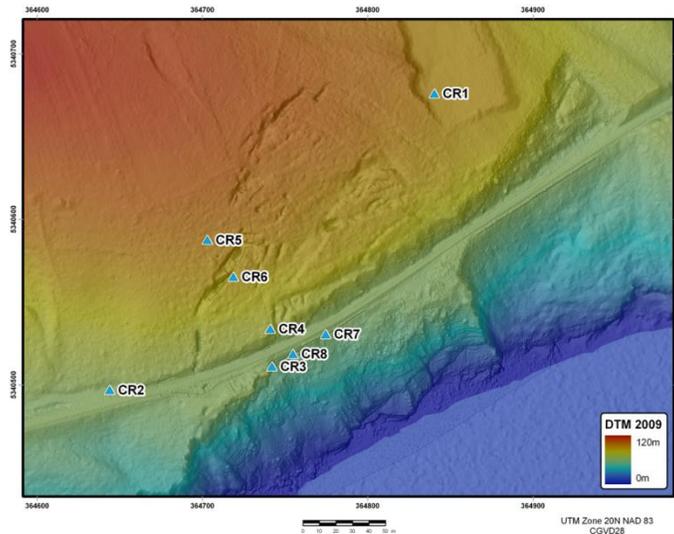


Figure 2 Disposition de la première série de coins réflecteurs.

2010

Notre plan d'aménagement du site prévoyait la densification du réseau de trièdres afin de mieux caractériser le site lors de la seconde année. Suite à l'acquisition de données Lidar aéroportées par l'UL, un patron de failles s'est révélé sur la partie Est du site. La majorité de ces failles étaient connues mais leur ampleur était sous estimé par les ingénieurs géologiques. Ainsi donc à l'automne 2010, nous avons procédé à l'installation de nouvelles cibles insar dans la partie Est du site. Également des cibles ont été disposées selon les passages orbitaux ascendants (i.e. surface effective pointant l'azimut 259°) de RADARSAT-2 afin de former des couples de cible Ascendant-Descendant (figure 3) dans le but d'effectuer les analyses de déplacement en trois dimensions. Lors de cette campagne de terrain, cinq nouveaux trièdres et dix dièdres (deux en zone stable) furent installés. Pour des raisons financières, nous avons confectionné nos propres dièdres au CCT. Le coût pour chaque dièdre (excluant le temps de confection) revient à moins d'un dixième du coût pour un trièdre fabriqué au privée. La qualité de rétrodiffusion des dièdres est excellente, mais elle est plus sensible à l'angle d'incidence radar que pour les trièdres.



Figure 3 Exemple de couple de réflecteurs disposés selon la configuration Ascendant-Descendant.

Suite à ces installations, la distribution finale des cibles insar permet de couvrir adéquatement la zone active (figure 4) selon les orbites ascendante (SLA3) et descendantes (SLA19 et SLA76). La présence de cibles stables disposées aux extrémités du site permet de raffiner les paramètres orbitaux des données RSO, limite les effets atmosphériques et en conséquence assure l'estimation précise des déplacements relatifs.

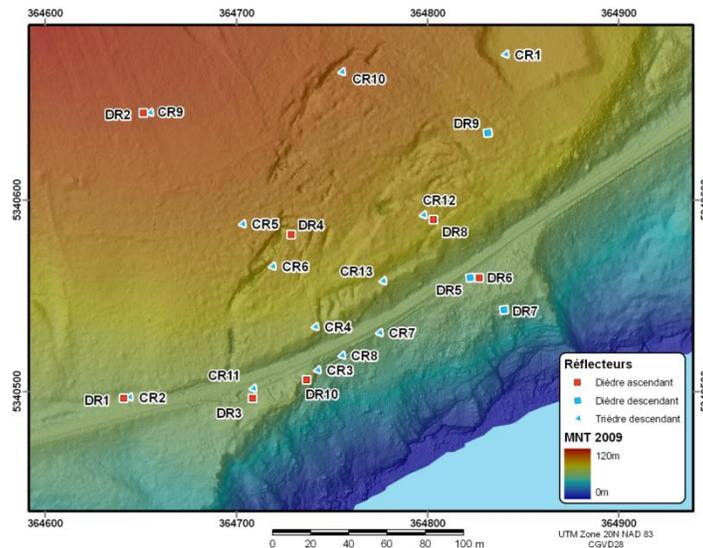


Figure 4 Représentation finale du réseau de cibles de référence InSAR.

2011

En plus des visites de l'UL sur le site pendant lesquelles ils ont vérifié/nettoyé nos réflecteurs, deux activités terrain furent performées par le CCT:

1) Suite à l'accumulation de petits cailloux et des chutes de pierre de taille importante sur le réflecteur CR3 en falaise (figure 5a), il devenait primordiale de protéger ce réflecteur. Nous avons fait confectionner et installer une toile protectrice sur ce réflecteur (figure 5b). La toile fut confectionnée par la compagnie Air, Terre et Mer de Saint-Basile le Grand. L'installation professionnelle a été confiée à la compagnie B-Ver qui est spécialisée dans les travaux en appuis sur corde et de sécurisation en paroi rocheuse.

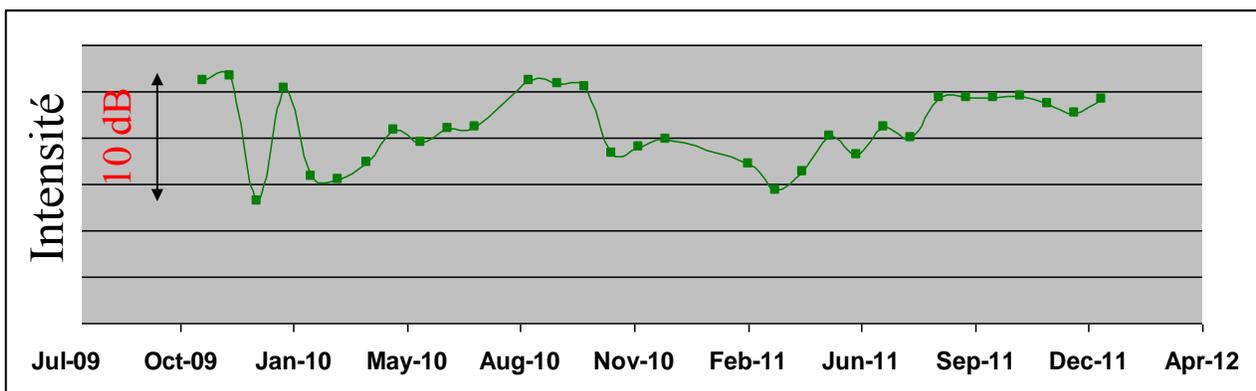
On remarque sur la figure 5c) que l'intensité de rétrodiffusion du réflecteur est stabilisée après l'installation de la toile.



a)



b)



c)

Figure 5 a) Présence de cailloux dans le réflecteur CR3 ; b) Toile protectrice installée à l'été 2011 ; c) Variation du coefficient de rétrodiffusion due à la neige et à l'accumulation de cailloux. Stabilisation du signal après l'installation de la toile.

Systèmes d'ancrage

Différents types de sol composent le site d'étude. La partie en aval du chemin de fer est essentiellement du roc affleurant alors que la partie en amont consiste en une couche de mort-terrain de 30 à 100cm d'épaisseur recouvrant des couches sédimentaires de roc fracturé. Conséquemment, nous avons utilisé deux systèmes d'ancrage différents pour l'installation des trièdres et des dièdres. Pour les sites de roc affleurant, des tiges filetées en acier inox ont été cimentées (ciment époxy industriel) dans le roc jusqu'à une profondeur de 25 cm (figure 6). Alors que pour les zones de mort-terrain, des tiges en acier inox ont été enfoncées, à la masse, jusqu'au refus (1,3 à 3m de profondeur). Elles sont donc encastrées dans le roc fracturé (figure 7). La section supérieure des tiges est enveloppée d'un tube remplis de graisse rendant les cibles indépendantes des mouvements du sol dus au gel/dégel. Ces tiges d'acier sont du même type que celles utilisées pour l'installation de bornes géodésiques.



Figure 6 Installation du système d'ancrage dans le roc.

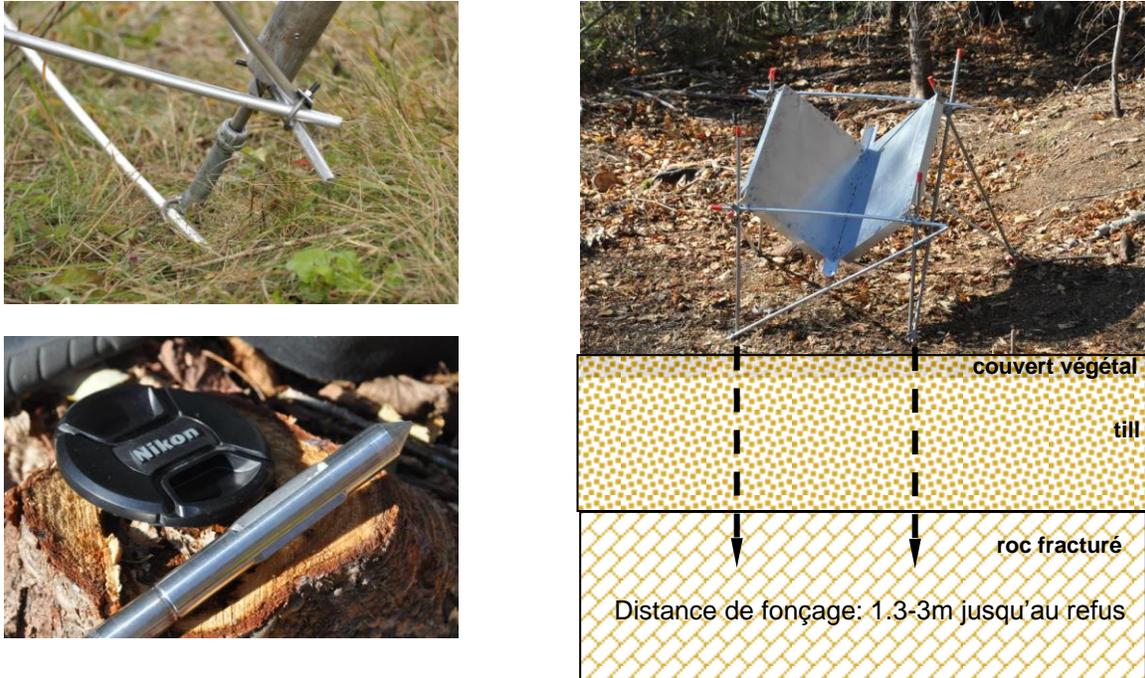


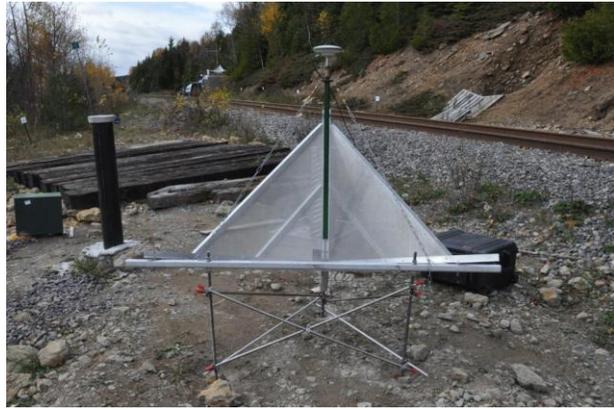
Figure 7 Système d'ancrage dans le mort-terrain.

Relevé GPS différentiels

Lors de nos sorties terrain automnales, des relevés GPS différentiels ont été pris sur l'ensemble des réflecteurs (à l'exception du réflecteur CR3 sur la paroi rocheuse qui fut échantillonné en 2009 uniquement lors de son installation). En complément avec les instruments installés de l'Université Laval, ces relevés servent de vérités terrain pour des fins de comparaison avec les résultats interférométriques. Chacun des relevés ont été effectués sur une période de plus de quatre heures, afin de réduire convenablement l'incertitude due aux effets atmosphériques et compenser pour les gaps de couverture causés par la topographie et la présence d'arbres avoisinants. Notre base de données contient maintenant des relevés GPS pour les années 2009, 2010 et 2011. La précision 3D est de l'ordre du cm, ce qui est de qualité inférieure à la précision PT-InSAR, mais cela nous donne une base de comparaison qualitative. La figure 8a) montre l'antenne GPS disposée au-dessus d'une borne géodésique servant de référence relative alors que la figure 8b) présente l'installation de l'antenne sur un trièdre.



a)



b)

Figure 8 a) Antenne GPS disposée au-dessus d'une borne géodésique servant de référence relative ; b) Installation temporaire d'une antenne GPS sur un trièdre.

Données RADARSAT-2

Depuis l'installation du premier groupe de réflecteurs à l'automne 2009, des données Spotlight RADARSAT-2 sont acquises selon trois cycles orbitaux relatifs. Un total de 32 scènes Spotlight 19 ($\theta = 44^\circ$), 33 scènes Spotlight 76 ($\theta = 27^\circ$) et 24 scènes Spotlight 3 ($\theta = 32^\circ$) furent acquises. La figure 9 illustre la fréquence de ces acquisitions pour la période de novembre 2009 à décembre 2011. Les données Spotlight 19 et 76 sont acquises lors du passage descendant alors que les Spotlight 3 le sont lors du passage ascendant (figure 10). Cette configuration d'acquisitions permet d'estimer de façon relativement précise les taux de déplacement vertical et azimutal des réflecteurs et de découpler les composantes Nord-Est des déplacements afin d'obtenir une appréciation 3D du comportement du système.

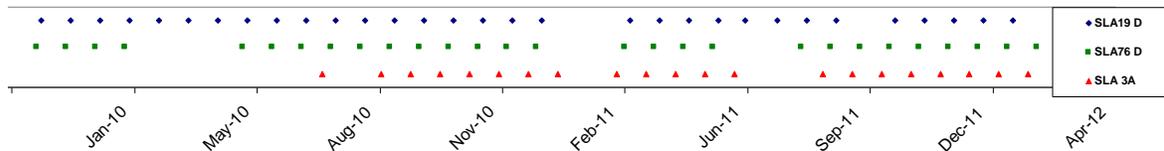


Figure 9 Série d'acquisitions RADARSAT-2 aux modes SLA19, SLA76 et SLA3 pour la période de novembre 2009 à décembre 2011.

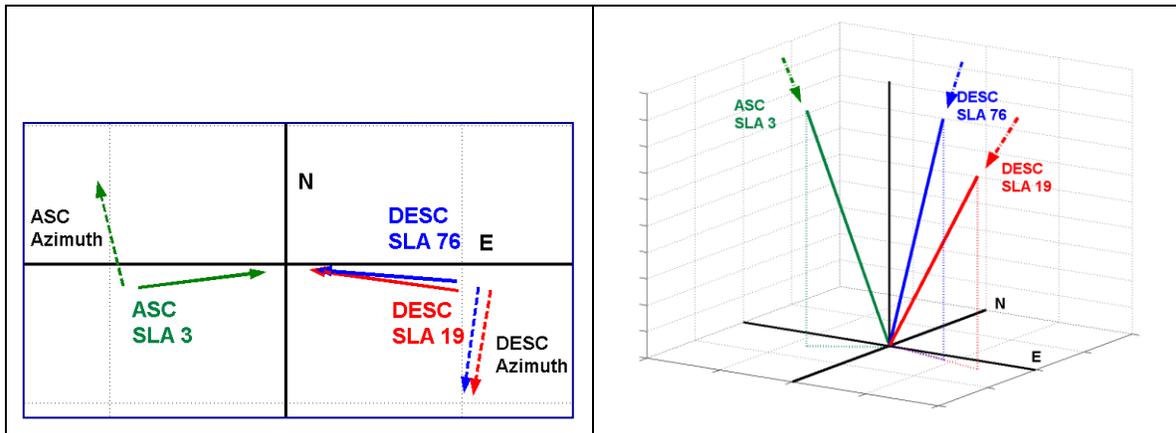


Figure 10 Géométrie des acquisitions RADARSAT-2 aux modes SLA19, SLA76 et SLA3.

Analyses

La première étape de l'analyse consiste à s'assurer que nos réflecteurs ne sont pas affectés par des éléments interférant avec le signal radar (ex. : figure 11 neige et cailloux) qui modifieraient la position du centre de diffusion des réflecteurs. L'estimation de l'énergie rétrodiffusée intégrée (figure 12a) sur une surface permet d'observer la stabilité radiométrique des réflecteurs et d'identifier les acquisitions RSO où les réflecteurs présentent un comportement anormal.



Figure 11 Exemple de trièdre ensouveli par la neige.

La figure 12b) présente la variation temporelle des huit premières cibles installées. On observe clairement la chute en intensité à l'hiver 2010 pour l'ensemble des réflecteurs. Tel que montré à la figure 5c), le réflecteur CR3 présente une perte en intensité également durant l'été qui est causée par l'accumulation de cailloux provenant de la falaise. Les acquisitions dont les

réflecteurs présentait une chute de plus de 2dB par rapport à la moyenne ont été retirées de l'analyse interférométrique.

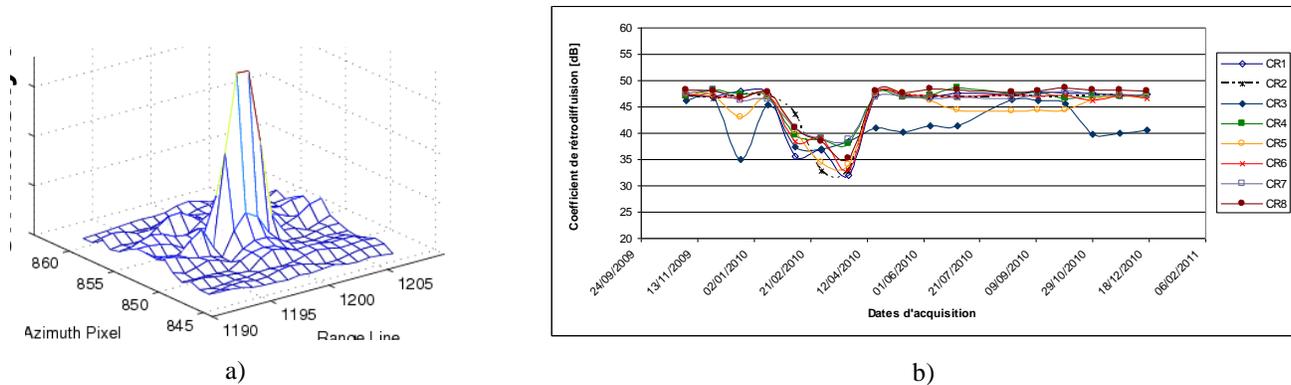
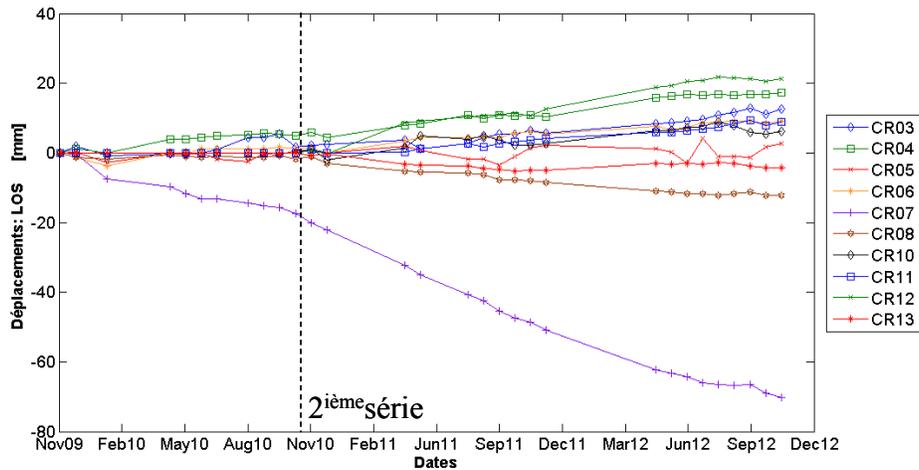


Figure 12 a) Exemple d'intégration de l'intensité rétrodiffusé d'un trièdre ; **b)** Variation temporelle de l'intensité de la première série de réflecteurs.

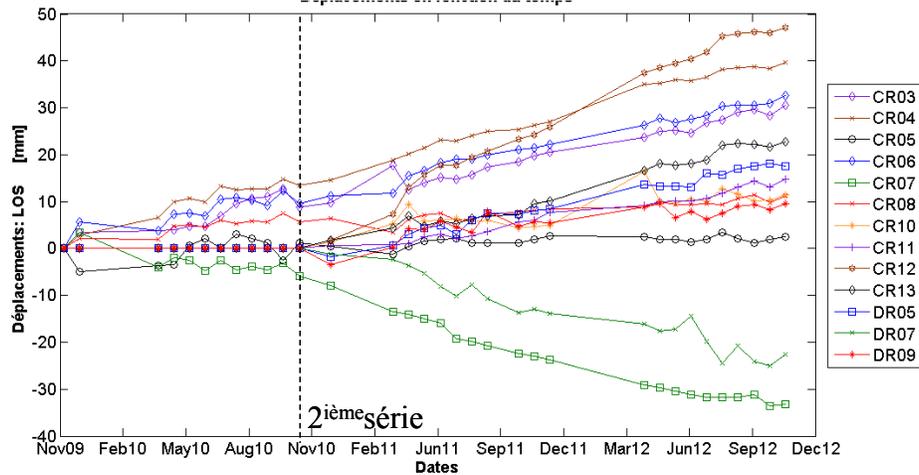
InSAR 1D

Les analyses InSAR selon l'axe d'acquisition (1D) en mode descendant ont débuté à l'automne 2009 suite à l'installation de la première série de réflecteurs. Les analyses sur le second set de réflecteurs ont débuté à l'automne 2010 avec également l'ajout de l'orbite ascendante. Les graphiques à la figure 13 a), b) et c), représentant respectivement les déplacements estimés aux modes Spotlight SLA19, SLA76 et SLA3, montrent différentes tendances groupées selon la position de la cible sur le site. Pour un même azimuth d'observation, la série SLA19 montre de plus forts déplacements que pour la série SLA76, ce qui est une indication que les déplacements sont possiblement plus importants dans le plan horizontal que l'axe vertical (affirmation confirmée dans l'analyse 2D). Cette interprétation est basée sur le fait que les incidences faibles sont plus sensibles aux mouvements verticaux alors que les acquisitions RSO insar à angle d'incidence médian (44° dans ce cas-ci) ont une sensibilité aux déplacements horizontaux et verticaux similaires. Ces courbes montrent que les réflecteurs au sud de la grande fissure (CR4, CR6) sont actifs, mais également ceux plus à l'Est (CR13 et CR12) et pas au même rythme. Le réflecteur CR3 sur le petit massif semble être en lien avec le CR6 et CR4. Alors que ceux sur le mur de soutènement (CR7 et CR8) présentent un comportement distinct de l'ensemble des autres cibles. Les autres réflecteurs bougent à un rythme plus réservé. Le tableau 1 exprime quantitativement les taux de déplacement annuels [mm/an] selon l'ensemble de la période (3 ans) et selon les périodes individuelles (novembre 2009 à novembre 2010, novembre 2010 à

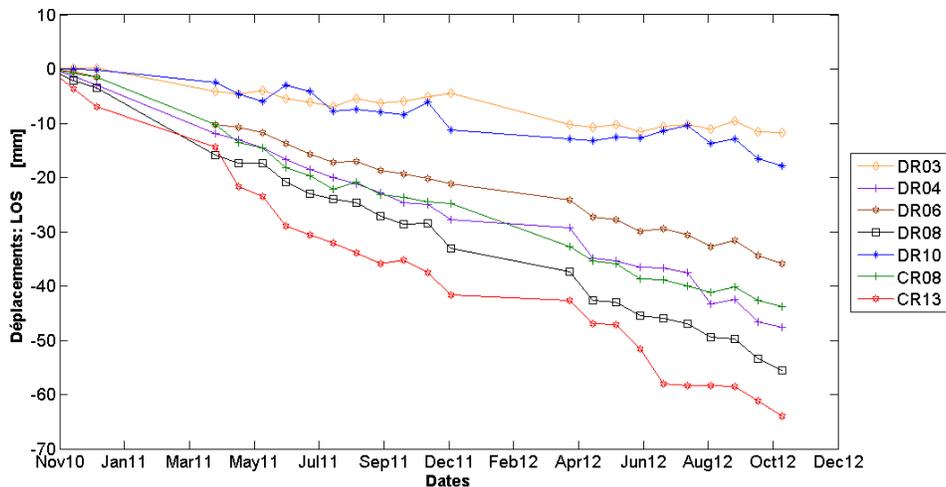
novembre 2011 et novembre 2011 à novembre 2012). Les valeurs en caractères gras mettent en évidence les variations du taux de déplacement annuel de plus de ± 4 mm/an par rapport au taux estimé sur l'ensemble des trois années. Cette subdivision périodique montre que le taux de déplacement s'est accentué pour les réflecteurs CR7 et CR8 sur le mur de soutènement lors de la seconde portion (11/2010-11/2011) alors que les autres réflecteurs CR3-6 ont conservés un taux stable. En 2012, on observe une réduction du taux de déplacement pour les cibles CR7, CR8 et CR12 (mur de soutènement et portion Est).



a)



b)



c)

Figure 13 Estimations du déplacement des cibles pour les acquisitions RADARSAT-2 aux modes a) SLA19 b) SLA76 et c) SLA3

Concernant les données acquises selon l'orbite ascendante, on observe que le dièdre du petit massif (DR10) bouge au même rythme que celui près du chemin de fer un peu plus à l'Ouest (DR03). DR08 qui est jumelé avec le CR12 à l'Est confirme la grande instabilité de ce bloc. La portion Est près de la falaise (DR6) est également active mais à une moindre mesure. Fait intéressant, nous obtenons de la cohérence persistante pour les CR8 et CR13 (orientés pour l'orbite descendante). Possiblement que les caissons du mur de soutènement sur lesquels le CR8 repose contribuent à cette stabilité insar. Dans le cas du CR13, c'est possiblement due à l'interaction avec le côté du réflecteur ou bien la présence d'une cible persistante dans le voisinage (i.e. souche, cap rocheux, tronc d'arbre). Cette information inattendue sera utile pour la caractérisation du bloc du CR13 qui est sur la falaise en amont de la voie ferrée et servira également à la modélisation 3D.

	SLA19				SLA76				SLA3			
	Moy	Taux [mm/an]			Moy	Taux [mm/an]			Moy	Taux [mm/an]		
	2009-2012	2010	2011	2012	2009-2012	2010	2011	2012	2009-2012	2010	2011	2012
CR01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
CR02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
CR03	10	10	10	11	4	3	4	9	0	0	0	0
CR04	13	13	13	8	6	5	6	2	0	0	0	0
CR05	1	3	2	0	0	1	-1	2	0	0	0	0
CR06	10	9	13	10	4	3	5	4	0	0	0	0
CR07	-13	-7	-18	-6	-25	-18	-32	-14	0	0	0	0
CR08	3	6	3	3	-5	-1	-6	-2	-22	0	-25	-17
CR09	1	0	1	-3	0	0	0	0	0	0	0	0
CR10	5	0	4	-3	4	0	4	-2	0	0	0	0
CR11	8	0	7	9	5	0	3	6	0	0	0	0
CR12	24	0	25	18	11	0	12	4	0	0	0	0
CR13	12	0	8	11	-1	0	-5	-2	-29	0	-36	-34
DR03	0	0	0	0	0	0	0	0	-6	0	-6	-1
DR04	0	0	0	0	0	0	0	0	-22	0	-25	-28
DR05	10	0	9	9	0	0	0	0	0	0	-20	-17
DR06	0	0	0	0	0	0	0	0	-17	0	-20	-17
DR07	-12	0	-14	-16	0	0	0	0	0	0	0	0
DR08	0	0	0	0	0	0	0	0	-26	0	-29	-26
DR09	5	0	7	1	0	0	0	0	0	0	0	0
DR10	0	0	0	0	0	0	0	0	-8	0	-9	-6

Tableau 1 Taux de déformation annuel [mm/an] selon l'axe « Line-of-sight » pour les deux années prises ensemble et séparément, pour chacun des modes d'acquisition RSO.

InSAR 2D

Puisque des données RSO ont été acquises à deux angles d'incidence selon le même axe azimutal (orbite descendante) pour les trièdres, il est possible de découpler la composante verticale des déplacements de celle dans le plan horizontal selon le plan incident d'acquisition (équation 1). Le tableau 2 représente les taux de déplacement annuels selon ces deux axes, pour l'ensemble de la période d'étude et pour les portions annuelles. La figure 14 a) et b) illustre ces taux sous forme de graphique à bandes. On observe que les CR7, 8 et 13 ont de forts taux verticaux (vers le bas) et horizontaux (vers la Baie des Chaleurs) alors que les CR3, 4, 6 et 12 ont une composante principalement selon le plan horizontal. En 2012, les taux horizontaux et verticaux de CR7 et CR8 (mur de soutènement) sont fortement réduits. La cible CR12 est celle qui maintient le plus haut taux de déplacement horizontal pour l'ensemble de la période d'étude et son taux selon la composante verticale a augmenté de 7 mm/an La figure 15 montre la représentation cartographique de ces taux de déplacement moyens pour la période de novembre 2009 à décembre 2012.

$$\begin{bmatrix} \cos(\theta_{SLA76}) & -\sin(\theta_{SLA76}) \\ \cos(\theta_{SLA19}) & -\sin(\theta_{SLA19}) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \partial V \\ \partial H_{Az} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \partial \varphi_{SLA76} \\ \partial \varphi_{SLA19} \end{bmatrix} \quad (1)$$

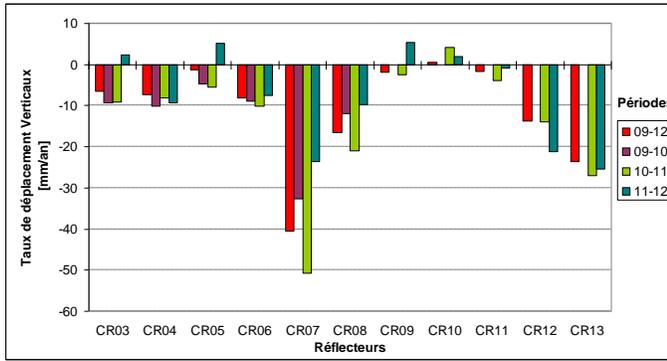
Où

- θ : Angle d'incidence [°]
- ∂V : Déplacement vertical [mm]
- ∂H_{Az} : Déplacement horizontal azimuthal [mm]
- $\partial \phi$: Déplacement selon l'axe « Line-of-sight » [mm]

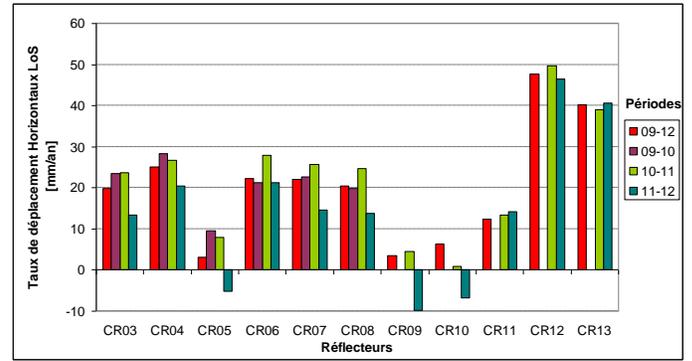
Ces estimées insar des déplacements verticaux concordent qualitativement avec les différences annuelles des relevés GPS (tableau 2). Les écarts entre les GPS et l'insar sont à l'intérieur de l'incertitude total de 2cm du GPS (2 x 1cm par relevé).

	Taux Déplacements verticaux [mm/an]							Déplacement Horizontaux [mm/an]				
	09-12		09-11		09-10		10-11		$\phi_{LoS} = 280^\circ$			
	InSAR	GPS	InSAR	GPS	InSAR	GPS	InSAR	09-12	09-10	10-11	11-12	
CR03	-6		-9		-9		2	20	24	24	13	
CR04	-7	-6	-10	0	-8	-5	-9	25	28	27	20	
CR05	-1	2	-5	11	-6	15	5	3	10	8	-5	
CR06	-8	-4	-9	3	-10	3	-7	22	21	28	21	
CR07	-41	-34	-33	-48	-51	-70	-24	22	23	26	15	
CR08	-17	-19	-12	-21	-21	-35	-10	20	20	25	14	
CR09	-2		0		-2	7	5	3	0	4	-10	
CR10	1		0		4	-2	2	6	0	1	-7	
CR11	-2		0		-4	8	-1	12	0	13	14	
CR12	-14		0		-14	-56	-21	48	0	50	47	
CR13	-23		0		-27		-25	40	0	39	41	

Tableau 2 Taux de déplacement annuel [mm/an] selon l'axe vertical et l'axe azimuthal dans le plan horizontal.



a)



b)

Figure 14 Histogramme des taux de déplacement des réflecteurs selon les composantes a) verticale et b) horizontale du plan d'incidence radar (orbite descendant).

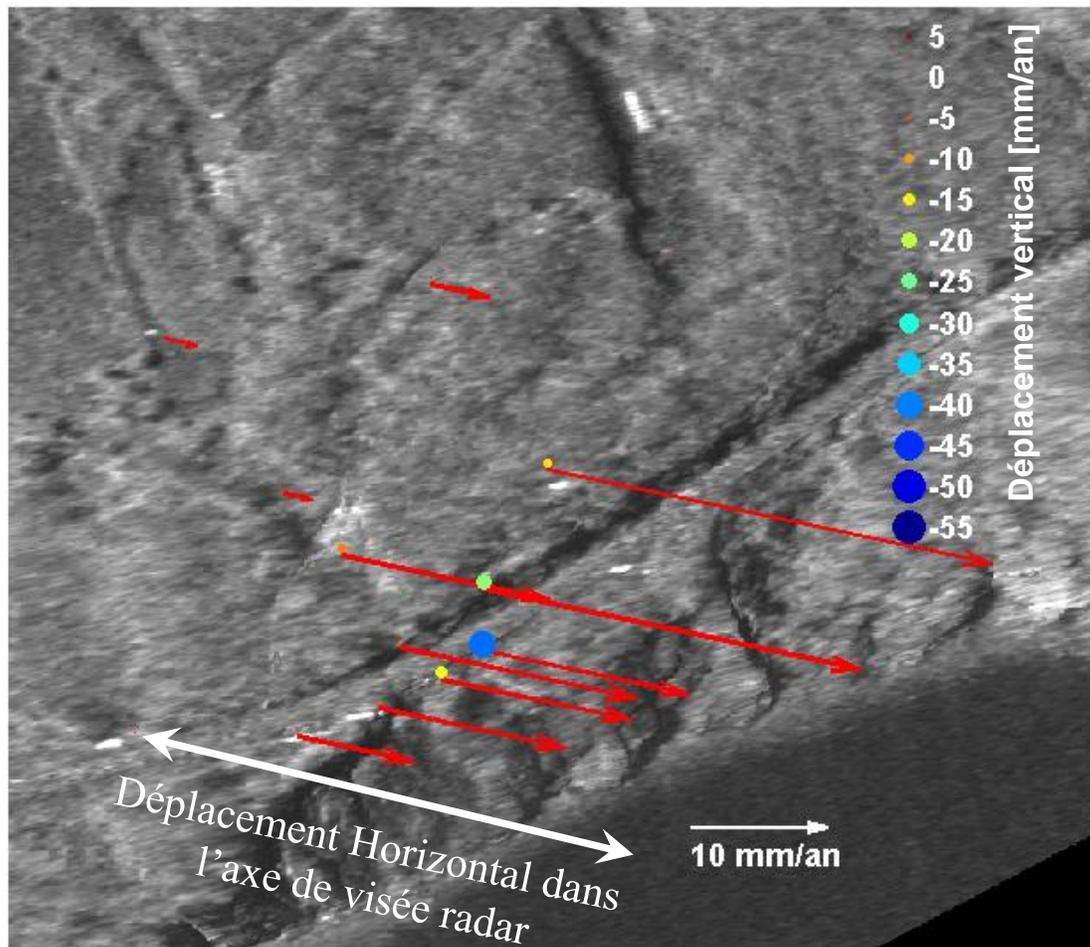


Figure 15 Carte des taux de déplacement des réflecteurs selon deux dimensions.

InSAR 3D

Les cibles ayant un couple ascendant-descendant permettent de décomposer les taux de déplacement dans le plan horizontal selon les axes Nord-Sud et Est-Ouest (équation 2). Idéalement pour une estimation 3D précise, il faudrait que les acquisitions RSO soient effectuées selon des axes orthogonaux afin de maximiser la sensibilité aux changements de phase insar. À la latitude du site de Gascons, la différence d'orientation des axes d'observation ascendant et descendant n'est que de 22°. Et puisque ces axes sont près de l'axe Est-Ouest, cela favorise la sensibilité selon cette direction. En revanche, l'erreur est plus grande pour l'estimation des taux selon l'axe Nord-Sud.

$$\begin{bmatrix} \cos(\theta_{SLA76}) & -\sin(\theta_{SLA76})\cos(\phi_{SLA76}) & \sin(\theta_{SLA76})\sin(\phi_{SLA76}) \\ \cos(\theta_{SLA19}) & -\sin(\theta_{SLA19})\cos(\phi_{SLA19}) & \sin(\theta_{SLA19})\sin(\phi_{SLA19}) \\ \cos(\theta_{SLA3}) & -\sin(\theta_{SLA3})\cos(\phi_{SLA3}) & \sin(\theta_{SLA3})\sin(\phi_{SLA3}) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \partial V \\ \partial X \\ \partial Y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \partial \varphi_{SLA76} \\ \partial \varphi_{SLA19} \\ \partial \varphi_{SLA3} \end{bmatrix} \quad (2)$$

où

- θ : Angle d'incidence [°]
- ϕ : Azimut du « Line-of-sight » [°]
- ∂V : Déplacement vertical [mm]
- ∂X_z : Déplacement horizontal azimutal [mm]
- ∂X_z : Déplacement selon l'axe Est-Ouest [mm]
- ∂Y_z : Déplacement selon l'axe Nord-Sud [mm]
- $\partial \varphi$: Déplacement selon l'axe « Line-of-sight » [mm]

Le tableau 3 affiche les estimés du module des taux annuels ainsi que la direction des déplacements des cibles. À l'exception de la cible CR6, on observe clairement que les blocs rocheux glissent vers la baie, mais pas nécessairement au même rythme et dans la même direction. Le CR6 montre un déplacement vers le N-E ce qui soulève des doutes. Il est à noter que la cible DR4 servant de couple ASC-DESC pour le CR6 est un plus à l'Est de celle-ci et au bout de la grande fissure. DR4 à un très fort taux de déplacement (-22 à -28 mm/an). Cette non-

proportionnalité des taux entre les passages ascendants et descendants, favorise un azimut N-E. Deux réponses possibles pour expliquer ce comportement (au niveau insar) : 1) Il y a sur-projection du déplacement horizontal du DR4 selon l'axe N-S ; 2) Les cibles CR6 et DR4 ne doivent pas être considérées comme un seul point pour la composition selon trois composantes orthogonales.

	2010 - 2012			2011			2012		
	Vertical [mm/an]	Module [mm/an]	Azimut [°]	Vertical [mm/an]	Module [mm/an]	Azimut [°]	Vertical [mm/an]	Module [mm/an]	Azimut [°]
CR03	-11	73	170	-16	103	172	3	18	53
CR06	-6	39	40	-9	32	66	-1	97	18
CR08	-18	33	147	-24	57	160	-9	18	55
CR11	-3	22	151	-6	41	167	-5	62	172
CR12	-20	107	159	-19	96	154	-30	148	167
CR13	-30	111	164	-31	72	153	-30	87	157

Tableau 3 Module des taux de déplacement annuels verticaux, horizontaux et l'azimut des déplacements.

Le tableau 4 exprime la même information que le tableau 3. Les composantes horizontales sont exprimées selon les directions Nord et Est, au lieu du couple module/azimut. Puisque les estimés pour la composante Est sont moins affectés par la projection du vecteur radar que la composante Nord, le lecteur peut préférer cette représentation afin de poursuivre son analyse. Les taux de déplacement verticaux sont légèrement différents que ceux du tableau 2, car ceux des tableaux 3 et 4 sont estimés à partir des trois séries (SLA3, 19 et 76) alors que ceux du tableau 2 sont dérivés que des deux séries descendantes. L'utilisation de trois séries raffine la qualité des estimés. Avec l'ajout des deux autres séries TerraSAR-X, nous allons pouvoir raffiner un peu plus les estimations, mais les problèmes de projection selon l'axe N-S persisteront car TerraSAR-X à une géométrie orbitale similaire à RADARSAT-2.

	2010 - 2012			2011			2012		
	Vertical [mm/an]	H - Est [mm/an]	H - Nord [mm/an]	Vertical [mm/an]	H - Est [mm/an]	H - Nord [mm/an]	Vertical [mm/an]	H - Est [mm/an]	H - Nord [mm/an]
CR03	-11	13	-72	-16	14	-102	3	14	11
CR06	-6	25	30	-9	29	13	-1	30	92
CR08	-18	18	-27	-24	20	-53	-9	15	10
CR11	-3	11	-19	-6	10	-40	-5	9	-61
CR12	-20	38	-100	-19	42	-87	-30	33	-144
CR13	-30	30	-107	-31	33	-64	-30	33	-80

Tableau 4 Module des taux de déplacement annuels selon les trois composantes orthogonales vertical, horizontal-Est et horizontal- Nord.

Discussion

L'interprétation géotechnique de ces résultats est laissée aux bons soins de nos experts du projet. La distribution spatiale des taux de déplacement des cibles permet de faire un regroupement en différents blocs/compartiments. Il est clair que l'on n'assiste pas à un comportement linéaire d'une année à l'autre. Les variations temporelles des taux de déplacement et de leur direction démontrent le niveau de complexité des interactions entre les différents blocs.

Conclusion/Futur

Par la qualité de l'ensemble des instruments installés, le site Gascons est d'un très grand intérêt pour le CCT. Avec la permission des différents intervenants impliqués (université, ministères et propriétaires), nous planifions laisser les cibles insar sur le site encore quelques années. Conséquemment, nous allons poursuivre nos acquisitions RADARSAT-2 et nos analyses insar pour un minimum de deux autres années. Dans le but de nous préparer à la Mission Constellation RADARSAT (MCR), nous allons également intégrer des acquisitions TerraSAR-X (TSX). Ces données TSX, dont le cycle orbital InSAR est de 11 jours, permettra de nous rapprocher de celui de MCR qui sera de 4 à 12 jours, selon le nombre de satellites MCR utilisé. L'accroissement du taux de revisite insar permettra de raffiner les résultats et de mieux caractériser les périodes plus actives telles que les changements de saison, la fonte des neiges, les fortes marées et les précipitations abondantes.

Les données TSX ont été acquises de façon sporadique depuis 2009. Ces acquisitions se font de façon régulière depuis le printemps 2013. D'ici la fin de l'été 2013, un rapport résumant les résultats obtenus avec ces données sera livré à l'Université Laval. Jumelées aux résultats RADARSAT-2, ces données permettront de raffiner la modélisation non-linéaire des déplacements. Une portion de la voie ferrée et une petite partie de la falaise conservent un niveau de cohérence qui est potentiellement utilisable pour des analyses insar. Ces nouveaux résultats de déplacements spatiaux seront inclus dans ce rapport. À partir de l'été 2014, des acquisitions de l'antenne PALSAR-2 du satellite japonais ALOS-2 (lancement d'ici mars 2014)

débuteront. La bande L (longueur d'onde de 20 cm) permettra une meilleure pénétration du couvert forestier que la bande C de RADARSAT (longueur d'onde de 5.6cm) et optimisera la cohérence insar dans ces zones de forte végétation (estimation possible des déplacements sans réflecteur).

En espérant que ces estimés de déplacement par interférométrie radar satellitaire auront contribué au développement d'un modèle bloco-métrique.