

# Sommaire

REVUE  
FRANÇAISE  
DE  
GÉOTECHNIQUE  
N° 95-96  
2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> trimestres  
2001

MOUVEMENTS DE VERSANT sous la direction de Roger Cojean	5
Instabilité déclenchée par l'événement climatique particulier de l'hiver 1999 : exemple dans les Alpes vaudoises, Suisse P. TULLEN, C.M. MARCUARD, A. PARRIAUX, P. TURBERG	7
Une approche multidisciplinaire pour la connaissance d'un glissement-coulée dans les marnes noires (Super-Sauze, Alpes-de-Haute-Provence, France) O. MAQUAIRE, J.-Cl. FLAGEOLLET, J.-Ph. MALET, M. SCHMUTZ, D. WEBER, S. KLOTZ, Y. ALBOUY, M. DESCLOÏTRES, M. DIETRICH, R. GUERIN, J.-J. SCHOTT	15
Mesures géophysiques pour l'analyse des glissements de terrain Th. LEBOURG, M. FRAPPA	33
Analyse de scénarios d'événements « laves torrentielles » dans le bassin versant de l'Arbonne (Bourg-Saint-Maurice, France) P. LAUGIER, R. COJEAN	41
Barrages de correction torrentielle : estimation des poussées de berges F. NICOT, J.-M. TACNET, E. FLAVIGNY	55
Contribution de la reconnaissance pressiométrique au dimensionnement d'un grand mur de soutènement en zone montagneuse J. MONNET, D. ALLAGNAT	65
Modélisation physique et numérique de l'action d'un glissement lent sur des fondations d'ouvrages d'art O. GAY, L. BOUTONNIER, Y. GUERPILLON, P. FORAY, E. FLAVIGNY	75
Sur la stabilité des volcans et autres terrils P. DUFFAUT	87

<b>Instabilités de versants de terrils en relation avec l'autocombustion des schistes et charbons résiduels</b>	91
<hr/>	
A. MONJOIE, C. SCHROEDER	
<b>Structures géologiques et stabilité des pentes dans les massifs rocheux : description, analyse et modélisation</b>	103
<hr/>	
J.-A. FLEURISSON	
<b>Les mouvements de versant de Séchilienne (Isère). Prise en compte de l'héritage structural pour leur simulation numérique</b>	117
<hr/>	
P. POTHÉRAT, P. ALFONSI	
<b>Modélisation par éléments distincts du phénomène de fauchage gravitaire. Application au glissement de la Clapière (Saint-Étienne-de-Tinée, Alpes-Maritimes)</b>	133
<hr/>	
V. MERRIEN-SOUKATCHOFF, X. QUENOT, Y. GUGLIEMI	
<b>Prévisibilité des éboulements rocheux. Approche probabiliste par combinaison d'études historiques et géomécaniques</b>	143
<hr/>	
J.-M. VENGEON, D. HANTZ, C. DUSSAUGE	
<b>Cartographie de l'aléa mouvements de terrain par analyse statistique sous SIG</b>	155
<hr/>	
E. LEROI, J.-L. FAVRE, S. REZIG	
<b>Mouvements de versants des retenues hydroélectriques. Retour d'expérience et gestion du risque</b>	165
<hr/>	
C. THOMAÏDIS, G. DEVEZE, J.-Y. DUBIE	
<b>NOTES TECHNIQUES</b>	
<b>Le drainage profond pour la stabilisation des glissements de terrain par drains siphons et drains électropneumatiques</b>	177
<hr/>	
S. BOMONT	
<b>Base de données internationale sur les glissements de terrain. Application du projet WASS aux mouvements de versants</b>	183
<hr/>	
R.-M. FAURE, J. LOCAT, J.-F. THIMUS, L. PICARELLI	
<b>Résumés de thèses</b>	189

# Éditorial

Les trois comités qui parrainent la *Revue française de géotechnique* (CFMS, CFMR et CFGI) ont décidé de consacrer, chaque année, un numéro spécial à un thème pluridisciplinaire, fédérateur et d'actualité. Cette initiative est destinée à renforcer les liens entre les trois communautés, en mettant en évidence la richesse que leur confèrent leurs complémentarités.

Le thème choisi pour l'année 2001 concerne les « mouvements de versant », et la réalisation du numéro spécial a été confiée à Roger Cojean. L'appel à communications lancé a rencontré un grand succès, malgré les délais assez courts imposés. Cette réponse a montré à la fois l'intérêt du thème, l'enthousiasme des collègues impliqués et la richesse et le dynamisme des recherches menées dans ce domaine. Nous avons également eu le plaisir d'avoir des contributions de collègues francophones d'Algérie, de Belgique, du Canada, d'Italie et de Suisse.

D'une façon générale, les articles acceptés illustrent les apports complémentaires des sciences de la Terre, des sciences mécaniques (mécanique des sols, mécanique des roches...) et des sciences hydrologiques (hydrogéologie, etc.) dans l'analyse des mouvements de versant et le dimensionnement d'ouvrages en situation de versant stable ou instable.

La *Revue française de géotechnique* tient à remercier l'ensemble des auteurs pour la qualité de leurs travaux, ainsi que les relecteurs, qui ont su réagir très rapidement. Il convient de souligner également le travail considérable accompli dans un temps très court par Roger Cojean, co-rédacteur en chef invité (21 propositions émanant de 57 auteurs et co-auteurs ont été soumises à l'évaluation de 37 relecteurs pour aboutir, après révisions, à la publication de 17 articles, soit un double volume de la *Revue*). Merci enfin à Christine Felce, qui a assuré la fabrication de ce numéro double dans des délais serrés.

Le succès rencontré montre que le parrainage des trois comités est un atout majeur pour la *Revue française de géotechnique*, dans sa mission spécifique de production de publications de qualité en français dans le domaine des sciences de la Terre, de la géotechnique et de la géomécanique, appliquées aux sols et aux roches. La *Revue* continuera à accueillir de tels débats, favorisant les échanges scientifiques sur ce thème et sur beaucoup d'autres... C'est ainsi qu'un appel à communications sur le thème « Géotechnique, géologie et aménagements en site urbain » a été récemment lancé pour la réalisation d'un numéro spécial confié à Isam Shahrour (voir p. 32 et sur le site [www.geotechnique.org](http://www.geotechnique.org)).

Pierre Delage

La *Revue française de géotechnique* est une publication scientifique trimestrielle parrainée par les Comités français de mécanique des sols, de mécanique des roches, et de géologie de l'ingénieur, qui publie des articles et des notes techniques relevant de ces domaines. Des discussions sur les travaux publiés dans la revue sont également les bienvenues.

La *Revue française de géotechnique* se consacre à l'étude pluridisciplinaire des interactions entre l'activité humaine et le terrain naturel. Elle est donc particulièrement concernée par tout ce qui se rapporte à l'intégration de l'homme dans son environnement, dans une perspective de développement durable, ce qui inclut la prise en compte des risques naturels et anthropiques, ainsi que la fiabilité, la sécurité et la durabilité des ouvrages. Le terrain naturel intervient dans de nombreuses constructions, soit parce qu'il les porte (fondations), les constitue (remblais routiers, barrages, barrières étanches de confinement de déchets, soutènements) ou les contient (ouvrages souterrains, tunnels) ; on y extrait également de nombreuses ressources pour la production d'énergie et de matériaux et on y stocke des déchets divers.

Les terrains naturels sont des milieux complexes, spécifiques et de caractéristiques variables dans l'espace et dans le temps, composés de solides et de fluides qui y circulent ou les imprègnent. L'identification de leurs propriétés, en termes de comportement mécanique et hydraulique, est coûteuse, et donc nécessairement incomplète et incertaine. Les problèmes posés sont variés, et leur résolution engage la responsabilité de l'ingénieur. On peut citer en particulier : la conception, la construction et la maintenance d'ouvrages bâtis sur, dans ou avec le terrain, dans des sites urbains ou extra-urbains ; la stabilité de sites naturels ou construits ; l'étude de la circulation et de la qualité de l'eau souterraine ; l'exploitation des ressources naturelles...

Les instructions aux auteurs sont publiées dans le premier numéro de chaque année, disponibles sur demande, et accessibles sur le site Internet des trois comités ([www.geotechnique.org](http://www.geotechnique.org)).

Les manuscrits sont à envoyer en trois exemplaires (dont un original) et une disquette contenant le fichier à l'un des rédacteurs en chef :

Pierre DELAGE	Françoise HOMAND	Jean-Paul TISOT
ENPC-CERMES	École de géologie (ENSG)	École de géologie (ENSG)
6-8, av. Blaise-Pascal	BP 40	BP 40
77455 Marne-la-Vallée CEDEX 2	54500 Vandœuvre-lès-Nancy	54500 Vandœuvre-lès-Nancy

Toute proposition de publication est examinée par le Comité de lecture.

## REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

**Rédacteur en chef :** Pierre DELAGE (École nationale des ponts et chaussées)

**Co-rédacteurs en chef :** Françoise HOMAND, Jean-Paul TISOT (École de géologie de Nancy)

**Comité de lecture :** Gabriel AUVINET (UNAM, Mexico), Lucien BOURGUET (Hydrogéologue-expert), Bernard CAMBOU (École centrale de Lyon), Roger COJEAN (École des mines de Paris), Emmanuel DETOURNAY (University of Minnesota, USA), Jean-Louis DURVILLE (LCPC), Dominique FOURMAINTRAUX (Total Fina Elf), Alain GUILLOUX (Terrasol), Marc PANET (FC International), Aurèle PARRIAUX (École polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse), Pierre VEZOLE (SAE), Gérard VOUILLE (École des mines de Paris)

Revue trimestrielle

Abonnement 2001 (numéros 94 à 97) franco : 725 F

Prix au numéro franco : 200 F (valable également pour les numéros anciens)

La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École nationale des ponts et chaussées

28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 01 44 58 27 40 – [presses.ponts@mail.enpc.fr](mailto:presses.ponts@mail.enpc.fr)

Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau.

N° d'imprimeur : 2450. Dépôt légal : novembre 2001

Presses de l'École nationale des  
Ponts et chaussées

(©) 2001

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

*Les articles publiés dans cette revue n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs. Tous droits de reproduction, de traduction et d'adaptation réservés pour tous pays.*

# Introduction

## Les mouvements de versant

### Un sujet complexe aux multiples facettes

Parmi les *risques naturels*, les mouvements de versant représentent une famille très diversifiée dont l'impact économique et social à l'échelle du globe est d'une grande importance. Cet impact ne saurait être considéré comme mineur par rapport à celui d'autres phénomènes naturels tels que les séismes ou les inondations, phénomènes auxquels les mouvements de versant sont d'ailleurs souvent associés. De plus, dans bien des situations, les mouvements de versant représentent une *contrainte majeure* pour de nombreux ouvrages du génie civil ou pour des programmes d'aménagement régional dans toutes catégories de pays et plus particulièrement certains pays en voie de développement.

#### L'évolution géodynamique des versants

Les mouvements de versant témoignent de l'évolution géodynamique de « l'épiderme de la Terre ». Ainsi, le creusement quaternaire des vallées se poursuit sous nos yeux suivant une histoire multiphasée, dont rendent compte divers « témoins silencieux » que savent reconnaître géologues et géomorphologues. Souvent, ces vallées et versants représentent un héritage morphologique récent (les anciennes vallées glaciaires de nos paysages alpins par exemple) qui ne subit plus que quelques retouches sous les climats actuels. Cependant tous ces versants continuent d'évoluer lentement ou par crise et peuvent toujours menacer grandement nos établissements humains. Ces transformations légères ou dramatiques nous font prendre conscience du rôle du temps géologique sur les processus naturels. Dans les situations de versant que nous étudions, ce temps est tout à fait à notre échelle. C'est le cas, évidemment, dans certaines situations de crise. C'est aussi le cas, d'une façon insidieuse qu'il nous faut savoir reconnaître, dans des contextes de versants de moyenne ou grande ampleur évoluant très lentement et qui nous semblent stables uniquement parce qu'ils ne sont pas l'objet de mesures précises. Enfin, dans de nombreux contextes opérationnels, c'est l'action directe de l'homme qui peut contrarier l'évolution naturelle, quand sont engagés des travaux mettant en cause imprudemment des équilibres précaires.

#### Structures géologiques et matériaux constitutifs

Dans toutes nos études relatives aux mouvements de versant, la reconnaissance des *facteurs de prédisposition* à l'instabilité constitue une première étape, essentiellement géologique, les *structures géologiques* commandant directement une majorité de mouvements de versant. Dans cette démarche d'analyse, il ne faut pas craindre de mettre en œuvre tous les moyens classiques de la géologie de terrain et d'autres moyens techniquement plus importants (sondages, géophysique, télédétection...)

pour bien identifier ces facteurs de prédisposition. Ceux-ci s'imposeront lors de la conception des modèles numériques qui seront élaborés par la suite.

La caractérisation des *matériaux constitutifs* (sols et roches, massifs de sols et massifs rocheux) représente une deuxième étape essentielle où géologues, mécaniciens des sols et mécaniciens des roches doivent savoir coopérer. Prenant appui sur la caractérisation minéralogique et micro-structurale des matériaux, l'étude des *comportements rhéologiques* sous divers types de sollicitations mécaniques et hydriques s'impose au laboratoire et *in situ*. Elle peut être très difficile, de par la complexité et la variabilité des structures et des matériaux géologiques. Elle doit être cependant performante, avec les moyens expérimentaux qui sont les nôtres aujourd'hui, dans l'étude des comportements statiques ou dynamiques des sols saturés ou non saturés, des roches et des discontinuités de toutes natures. La durabilité et les comportements à long terme des matériaux doivent aussi être analysés : le long terme classique de la mécanique des sols et d'autres longs termes prenant en compte les processus physico-chimiques d'altération des matériaux naturels. Les conditions d'un vieillissement rhéologique doivent ainsi être précisées le mieux possible.

#### Les processus de déformation et de rupture des versants

À l'échelle d'un versant et non pas d'un échantillon, les *processus de déformation*, les *différents stades de rupture ou de réactivation d'anciennes surfaces de cisaillement*, les conditions du développement de la *rupture progressive* des matériaux et des massifs de sols et de roches doivent retenir notre attention. Par exemple, les mécaniciens sont familiers des processus de fluage affectant une masse de terrain importante qui peuvent évoluer en un processus de « localisation progressive des déformations » suivant une surface ou une zone de cisaillement bien définie et conduire au glissement de terrain *stricto sensu*.

Dans ces analyses globales d'un versant il faut aussi savoir reconnaître le caractère « dominant » du massif, milieu continu ou milieu discontinu, en vue de s'orienter vers les outils de modélisation numérique les plus adaptés (méthode des éléments finis ou des différences finies, méthode des éléments distincts...). Aujourd'hui ces modèles illustrent correctement certains des mécanismes évoqués.

Pour les grands mouvements de versant, les mécanismes de déformation et rupture qui s'y développent réellement ainsi que les conditions de propagation et d'arrêt des masses glissées constituent encore des sujets de recherche fondamentale.

De même les *comportements hydrologiques et hydrogéologiques* des versants naturels, parfois couplés aux comportements mécaniques, représentent un domaine où il nous faut beaucoup progresser, l'hydrogéochimie semblant devoir apporter une contribution

### R. COJEAN

Co-rédacteur de la RFG  
pour le numéro spécial  
«Mouvements de versant»

Centre de géologie  
de l'ingénieur  
EMP/ENPC/UMLV  
Université Marne-la-Vallée,  
Bâtiment IFI  
5, boulevard Descartes,  
Champs-sur-Marne  
77454 Marne-la-Vallée  
Cedex 2  
cojean@cgi.ensmp.fr

significative. L'enjeu est ici important, considérant les rôles multiples et primordiaux de l'eau dans une grande majorité de processus de rupture de versants.

Par ailleurs, l'auscultation des versants instables mis sous surveillance (GPS, radar, géodésie spatiale...) nous apporte des informations précises qu'il nous faut déchiffrer, parfois avec l'aide bien utile de la modélisation. C'est, très concrètement, un dialogue qui doit s'établir entre la modélisation et la surveillance des versants instables. Une mise en commun, à l'échelle internationale, des quelques expériences de surveillance disponibles sur le sujet des grands versants instables serait aujourd'hui hautement souhaitable sur le plan scientifique.

### Scénarios d'événements

Les facteurs déclenchant les processus mécaniques et hydrauliques à l'origine des instabilités doivent évidemment être étudiés avec précision. En effet, ils se présentent en amont d'arbres d'événements aux conséquences parfois dramatiques. Par exemple, toute l'histoire hydrique d'un sol avant tel événement pluviométrique exceptionnel doit être étudiée pour comprendre la réaction du versant. Notre objectif est, bien sûr, l'identification de relations causales devant permettre des interventions judicieuses et précoces dans une perspective de gestion des risques.

### Les références naturelles

Enfin, les références naturelles, analysées sous toutes leurs facettes, doivent rester une base vers laquelle se retourner pour alimenter nos réflexions théoriques. La grande variété des types de mouvements de versant répertoriés dans les nombreuses classifications géologiques, géomorphologiques ou géotechniques témoigne du fait que les processus mécaniques intervenant dans la déstabilisation d'un versant sont multiples et fortement dépendants des structures géologiques, des comportements rhéologiques des matériaux constitutifs, des types de sollicitations mécaniques, des conditions hydrauliques présentes, des échelles géométriques en cause. Fauchages gravitaires, déformations profondes de certains versants, glissements de terrain, avalanches de débris, glissements et écroulements de grande ampleur ne peuvent pas être analysés, à l'évidence, suivant les mêmes méthodes, les mêmes concepts mécaniques et hydrauliques, les mêmes modèles numériques. Dans toutes nos applications, dans une dialectique constante, il faut accepter de revenir à la réalité-terrain grâce à l'observation et la mesure pour « juger » de la distance du modèle au réel. Observons que, malgré les progrès considérables réalisés ces dernières décennies dans le domaine des sciences de la Terre, des sciences mécaniques appliquées aux sols et aux roches et dans celui de la modélisation numérique, nous restons cruellement dépendants de l'acquisition des paramètres mécaniques et hydrauliques ainsi que de la connaissance précise des structures géologiques. La reconnaissance *in situ* reste une nécessité que l'on pourrait oublier, craignant de ne pouvoir faire face aux exigences de cette démarche sur le plan technique et scientifique. Aujourd'hui notre communauté scientifique devrait affirmer avec force l'importance de ces investigations de terrain dans l'étude des versants instables comme pour traiter de nombreux autres sujets se rapportant à la géotechnique et la géologie de l'ingénieur.

Mais, quand bien même apporterions-nous toutes garanties sur nos observations, mesures, calculs et simulations, nous restons encore bien dépendants de la variabilité naturelle des objets et structures géologiques, rarement quantifiable, si familière aux naturalistes, plus difficilement perceptible ou acceptable si l'on se refuse à sortir d'un cadre strictement déterministe.

En conclusion, c'est bien une démarche pluridisciplinaire qui s'impose pour traiter du sujet de ce numéro spécial, et qui devrait permettre aux différents courants traversant notre communauté scientifique de mieux se reconnaître et améliorer encore les voies d'une coopération nécessaire.

Remerciements aux auteurs qui ont construit ce numéro spécial « Mouvements de versant ».

Remerciements aux relecteurs qui ont réalisé les évaluations des manuscrits : M. Arnould, F. Baguelin, F. Blondeau, B. Cambou, B. Clément, Ph. Cote, Y.J. Cui, M. Deveughèle, P. Duffaut, J. du Mouza, J.-L. Durville, D. Fourmaintraux, R. Frank, J. Garnier, J.-L. Giafferi, R. Goubet, Y. Guerpillon, A. Guilloux, R. Lagabrielle, E. Leroi, J.-P. Magnan, O. Maquaire, Ph. Mestat, M. Meunier, A. Monjoie, M. Panet, A. Parriaux, A. Pecker, D. Pfefer, P. Pothérat, M. Rat, J. Riss, I. Shahrou, J. Sulem, J.-P. Tisot, L. Vulliet, F. Wojtkowiak.

## Une synthèse provisoire appelant de nouveaux développements

Ce numéro spécial de la RFG permet de donner une bonne illustration des préoccupations de recherche de différentes institutions académiques ou professionnelles dans le domaine des mouvements de versant. Les articles proposés rendent compte également de pratiques professionnelles classiques ou innovantes dans les méthodologies d'étude, le dimensionnement des procédés et ouvrages de confortement, dans l'analyse des interactions ouvrages/versant stable ou instable. En ouverture du numéro sont présentées plusieurs études de cas, illustrant (Tullen *et al.*) le rôle de certains facteurs déclenchants : pluies et fonte du manteau neigeux sur des formations de flyschs et de moraines glaciaires (un glissement du canton de Vaud, Suisse), présentant (Maquaire *et al.*) une méthodologie d'étude suivant une approche multidisciplinaire pour un glissement-coulée dans des marnes (région de Barcelonnette, Alpes-de-Haute-Provence) susceptible d'évoluer en coulée boueuse, ou montrant (Lebourg *et al.*) l'apport des méthodes géophysiques dans la caractérisation de masses glissées et la recherche des zones de cisaillement principales (glissements dans les Pyrénées-Atlantiques).

Puis les conditions de génération de laves torrentielles, conduisant à une cartographie d'aléa, sont analysées (Laugier *et al.*) dans un bassin versant alpin (région de Bourg-Saint-Maurice, Savoie), tandis que le dimensionnement de barrages de correction torrentielle prenant appui sur des berges et versants instables fait l'objet de développements mécaniques (Nicot *et al.*). La contribution de la reconnaissance pressiométrique au dimensionnement des murs de soutènement est présentée (Monnet *et al.*), puis l'interaction ouvrage-versant instable est illustrée (Gay *et al.*) par une modélisation physique et numérique de l'action d'un glissement peu profond sur les pieux d'un ouvrage d'art.

Le thème de la stabilité des volcans et terrils est discuté (Duffaut) et une approche multidisciplinaire s'intéressant à la stabilité de terrils (terrils de Wallonie, Belgique) soumis à de l'autocombustion est présentée (Monjoie *et al.*).

L'analyse du comportement des versants rocheux fait ensuite l'objet d'un article à caractère synthétique (Fleurisson) tandis que deux études de cas : l'une relative au mouvement de versant de Séchillienne (Isère) (Pothérat *et al.*), l'autre au glissement de La Clapière (Alpes-Maritimes) (Merrien-Soukatchoff *et al.*) sont présentées, confrontant observations géologiques et résultats de modélisation. Le caractère prévisible des éboulements rocheux est analysé (Vengeon *et al.*), prenant appui sur des données historiques et des études géomécaniques dans la région de Grenoble.

L'apport de traitements statistiques sous SIG (systèmes d'information géographique) à la cartographie de l'aléa glissement de terrain (Leroi *et al.*) dans la région du Trièves (Isère) est illustré. Enfin, la gestion des risques liés aux mouvements de versant fait l'objet d'une application concernant les retenues de barrages (Thomaidis *et al.*).

Deux notes techniques sont présentées, l'une relative à des techniques de stabilisation de glissements de terrain par drainage profond (Bomont), l'autre soulignant la nécessité d'établir des bases de données relatives aux mouvements de terrain (Faure *et al.*).

Nul doute que cette moisson de données résultant d'investigations géologiques, géophysiques et géotechniques, de réflexions sur les différents processus en œuvre dans la déstabilisation des versants, d'analyses comparées entre d'une part, observations et mesures et d'autre part, résultats de calculs et simulations, d'études ou de simulations des interactions ouvrages - versants instables, ne conduise à des débats fructueux, à caractère technique et scientifique, sur ce thème passionnant des mouvements de versant.

# Instabilité déclenchée par l'événement climatique particulier de l'hiver 1999 : exemple dans les Alpes vaudoises, Suisse

**P. TULLEN**  
**A. PARRIAUX**  
**P. TURBERG**

Laboratoire de géologie  
(GEOLEP)  
Département de Génie civil  
(DGC)  
École polytechnique  
fédérale de Lausanne  
(EPFL)  
1015 Lausanne, Suisse  
pierre.tullen@epfl.ch

**C.-M. MARCUARD**

Bureau MARIC,  
Marcuard  
Ingénieurs Conseil  
ZI, chemin des Artisans 6  
1860 Aigle, Suisse

## Résumé

Le glissement de la Chenolette (canton de Vaud, Suisse) se situe dans un mélange constitué par des Wildflyschs et des moraines remaniées. Ce glissement s'est manifesté pour la première fois le 4 mars 1999 dans un secteur non cartographié comme terrain instable. Ce déclenchement fait suite à une pluie venue s'ajouter à la fonte des chutes de neige importantes du mois de février. Cette situation hydroclimatologique défavorable correspond à une période de retour d'une vingtaine d'années.

**Mots-clés :** glissement, hydrologie, climat, facteur déclenchant, écoulement souterrain, conditions géologiques.

## Extreme climate event triggering landslide: example in the vaudoises Alps, Switzerland

## Abstract

The Chenolette landslide (canton of Vaud, Switzerland) is located in reworked Wildflysch and moraine. The first movement was observed on March 4 1999 after an ordinary rainfall, but directly after a snow melting period, resulting in a fully saturated soil situation. The real triggering factor is the coincidence between the climatic and hydrologic circumstances corresponding of about twenty years return period.

**Key words :** Landslides, hydrology, climate, triggering factor, groundwater, geological setting.

## Introduction

En Suisse, les zones instables affectent 6 à 8 % du territoire national, touchant principalement les Alpes, les Préalpes et certaines parties du Jura plissé (OFAT *et al.*, 1997). En la matière, les autorités fédérales suisses proposent des recommandations générales pour la reconnaissance et la gestion des dangers naturels (OFAT *et al.*, 1997). Ces recommandations fédérales traitent cette problématique en trois étapes successives. La première étape a pour but une identification des dangers, la seconde permet d'évaluer ces dangers et la troisième doit déterminer la planification des mesures de protection à prendre.

C'est ensuite la tâche des cantons d'exploiter ces recommandations pour les adapter à leurs contextes particuliers. C'est pourquoi l'approche de ces phénomènes peut être très différente d'un canton à l'autre.

Le glissement de la Chenollette s'est manifesté pour la première fois le 4 mars 1999 avec l'apparition de fissures le long de la route cantonale RC 716 reliant Bex et Les Plans dans le canton de Vaud (Suisse). Deux jours plus tard, la route était totalement coupée, traversée sur près de 80 m par la niche d'arrachement principale du glissement. Ce secteur n'avait fait l'objet d'aucune étude de risque auparavant et n'est pas mentionné comme glissement sur la carte géologique (Badoux et Gabus, 1990).

Au droit de la zone effondrée, la route cantonale traverse en déblais un versant raide (environ 35°) qui borde la rive gauche de la rivière Avançon. La route est bordée en amont par un mur de soutènement construit dans les années 50. Le lit de la rivière présente dans cette zone une pente d'environ 12°. Le lit actuel, après



FIG. 1 Étapes successives pour la prise en compte des dangers naturels (d'après OFAT *et al.*, 1997).

Successive stages to take into account natural hazards.

la mise en place d'enrochement, a une largeur moyenne de 5 m.

Ce glissement, de type translationnel (Varnes, 1978), est de taille modeste avec une superficie de 9 000 m<sup>2</sup> pour un volume estimé à près de 500 000 m<sup>3</sup>. Il s'étend de 605 à 678 m d'altitude avec un versant orienté vers le NNW. La pente moyenne est élevée avec près de 35° pour une longueur légèrement supérieure à 100 m et une largeur avoisinant les 80 m.

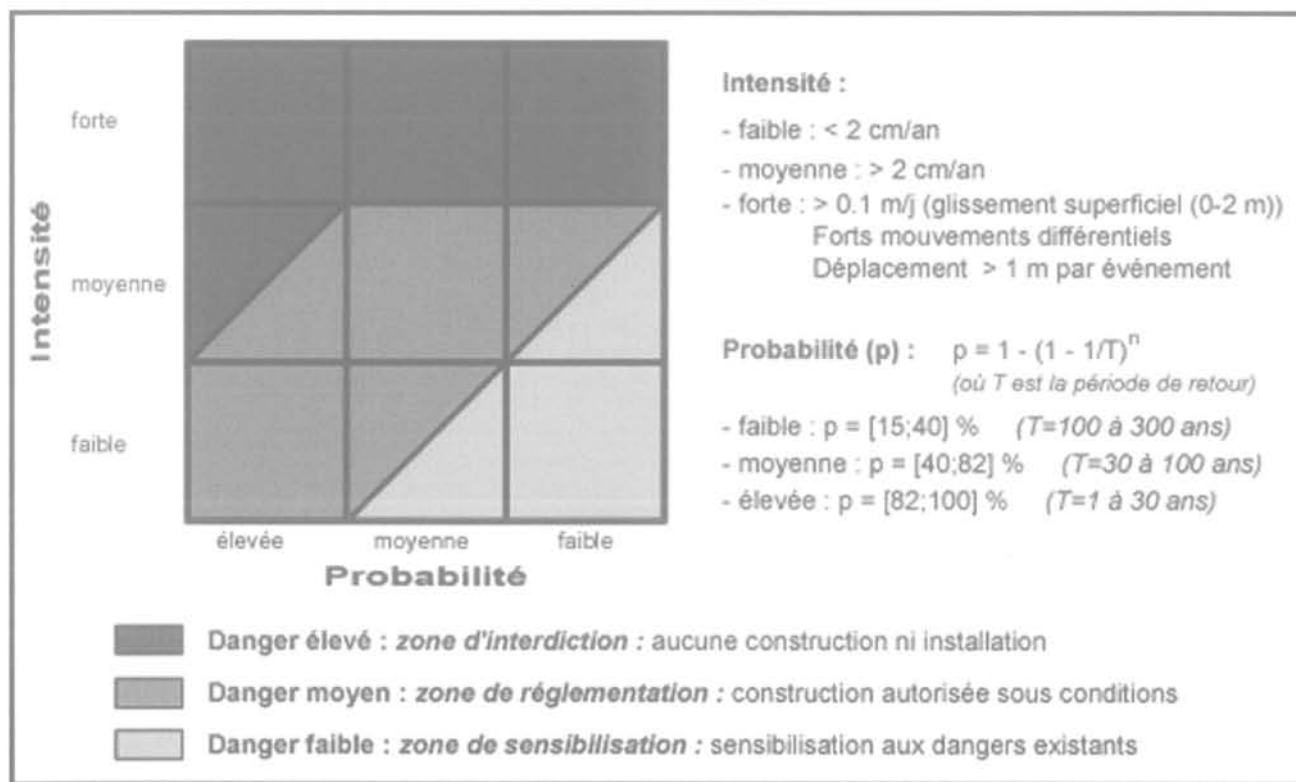


FIG. 2 Estimation du danger (d'après OFAT *et al.*, 1997).  
Landslide hazard assessment.



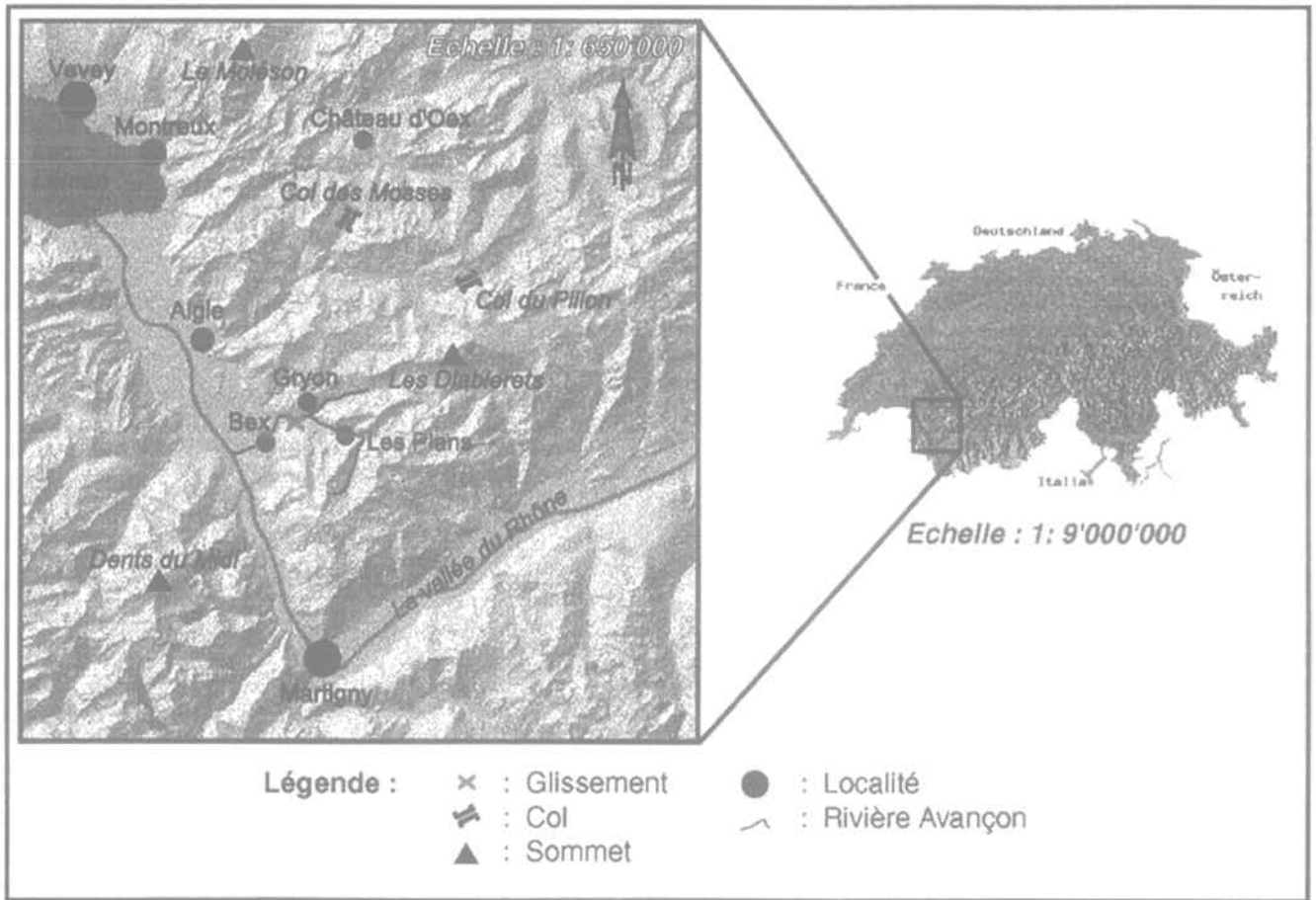


FIG. 3 Plan de situation.  
Situation map.

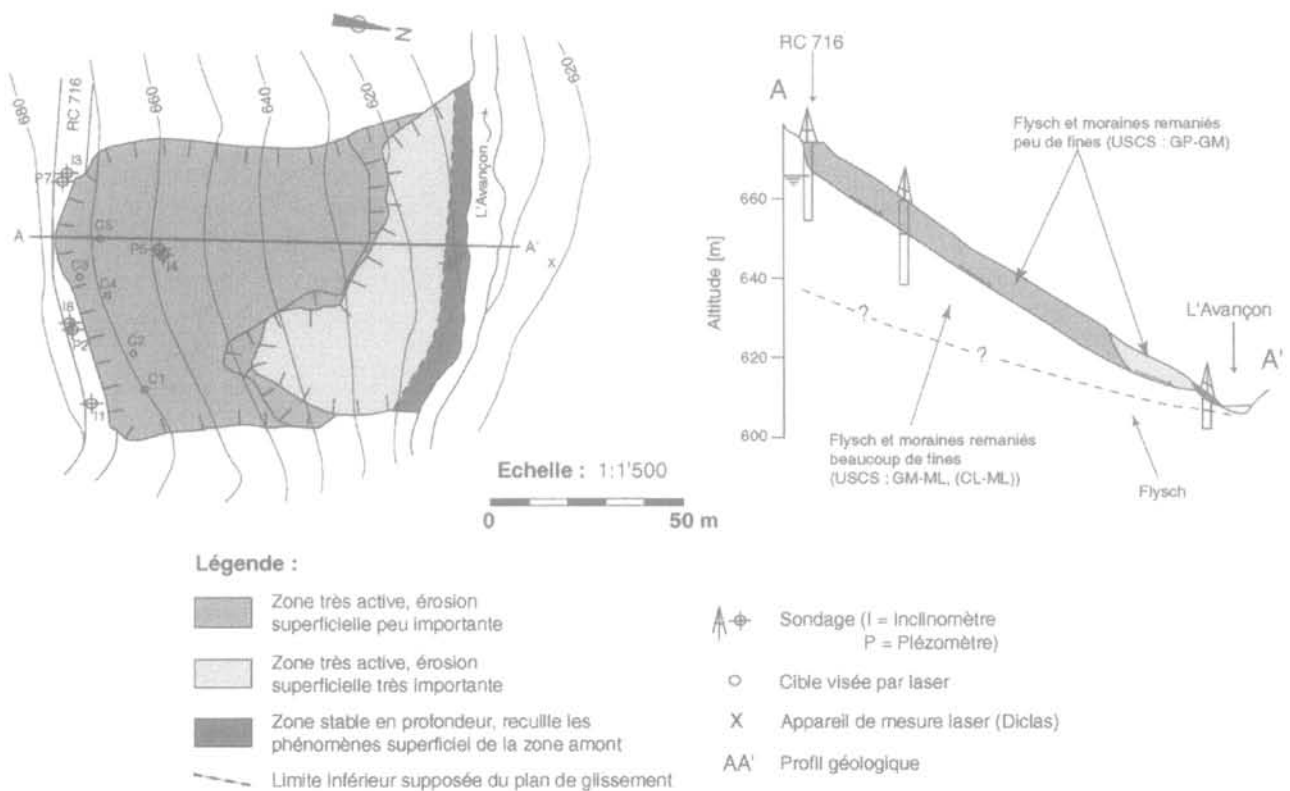


FIG. 4 Carte et coupe schématique du glissement (d'après Maric, 1999).  
Landslide geological settings (according to Maric, 1999).

Le corps du glissement de la Chenolette présente trois zones d'activité distinctes (Fig. 4). De part et d'autre de ces secteurs, les terrains sont également soumis à des phénomènes d'instabilité qui présentent des déplacements mensuels millimétriques.

2

## Contexte géologique et hydrogéologique

Le substratum rocheux est constitué par des Wildflyschs fortement tectonisés, présentant une alternance irrégulière de schistes et de marnes plus ou moins gréseuse, avec quelques blocs et lentilles de Crétacé. À l'ouest du glissement apparaissent des roches triasiques comprenant des cornieules massives, et à l'est se trouvent des calcaires du Crétacé. La masse glissée correspond à une bande constituée par un mélange de flysch et de moraine remaniés, située entre les roches triasiques à l'est et les calcaires du crétacé à l'ouest.

Cinq forages carottés, tous équipés pour l'inclinométrie et trois forages destructifs équipés pour la piézométrie ont été effectués. De plus, des mesures laser permettent de suivre l'évolution des déplacements de manière continue. Plusieurs campagnes de mesures topographiques ont également eu lieu. L'analyse des forages montre des niveaux contenant des éléments de la taille gravier au sein d'une masse hétérogène, dont le taux de fines, très faible au droit de la masse glissée, devient de plus en plus élevé dès que l'on atteint la surface de rupture (Fig. 4). De plus, des intercalations d'éléments de la taille sable se trouvent disséminés dans l'ensemble de la masse. D'une manière générale, la surface de glissement semble coïncider avec la limite entre les niveaux pauvres et ceux plus riches en éléments fins.

Des essais *in situ* et en laboratoire ont permis d'estimer les caractéristiques géotechniques des terrains meubles rencontrés dans le glissement.

La masse instable peu perméable contient vraisemblablement plusieurs petites nappes perchées, localement productives au droit des niveaux les plus grossiers. Ce glissement se caractérise par des écoulements souterrains complexes et vraisemblablement discontinus à travers la masse en glissement. Une relation entre les venues d'eau et la profondeur du plan de glissement semble exister car les écoulements souterrains sont situés aux environs de 10 m de profondeur, ce qui correspond au niveau moyen de la surface de rupture.

Les écoulements réagissent rapidement aux précipitations (Fig. 6) et peuvent se traduire par des mises en charge locales dans les niveaux les plus perméables. Les essais de perméabilité de type Lefranc, effectués dans les sondages, indiquent une hétérogénéité importante avec des valeurs moyennes se situant entre  $10^{-7}$  et  $10^{-8}$  m/s, mais pouvant atteindre localement des valeurs allant jusqu'à  $10^{-4}$  m/s. Les niveaux piézométriques mesurés pendant les mois d'avril et de mai se corrélaient relativement bien avec les précipitations. Des événements pluviométriques supérieurs à 15 mm/jour indui-



FIG. 5 Corps principal du glissement (photo : Bureau Maric).  
Main part of the landslide.

TABLEAU 1 Caractéristiques géotechniques des terrains meubles.  
Geotechnical settings.

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$S_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	ME [MN/m <sup>2</sup> ]	$W_L$ [%]	$W_P$ [%]
Remblais, éboulis	20	35	0	–	20-40	–	–
Moraine avec peu de fines	21	38	0	–	40-80	35	23
Moraine avec beaucoup de fines	21	33	0-10	–	4-80	29	18
Niveaux très argileux peu humides	22	28	30	100	80	–	–
Moraine limoneuse	22	28	10	200	80	22	15

$\gamma$  : poids volumique apparent ;  $\phi'$  : angle de frottement effectif ;  $c'$  : cohésion effective ;  $S_u$  : cohésion au cisaillement non drainé ; ME : module de compressibilité ;  $W_L$  : limite de liquidité ;  $W_P$  : limite de plasticité.

sent une montée des niveaux piézométriques dans la masse en mouvement presque instantanément. Ces niveaux s'abaissent rapidement durant les deux à trois jours qui suivent des périodes sèches, pour se stabiliser sous la surface de rupture. Les pluies inférieures à 15 mm/jour n'influencent pas ces niveaux piézométriques.

3

## Facteur déclenchant

L'hiver 1998-1999 a connu des chutes de neige particulièrement importantes à travers toutes les Alpes, provoquant de nombreuses avalanches. Cet important manteau neigeux s'est formé au cours de quatre épisodes principaux de fortes précipitations comprises entre le 26 janvier et le 8 mars (OFEG, 2000). La fonte de cette épaisse couverture neigeuse contribua de façon décisive aux inondations du mois de mai suivant. Le troisième de ces épisodes de précipitation se produisit du 16 au 24 février, provoqué par un courant d'ouest qui fit remonter la limite des chutes de neige à 1 200 m d'altitude, faisant fondre la couche de neige qui recouvrait le plateau depuis l'épisode précédent. Cette fonte, ainsi que les fortes précipitations du quatrième épisode provoquèrent des débits importants sur les cours d'eau du plateau suisse.

Les données climatiques utilisées sont fournies par l'ISM<sup>(1)</sup> et proviennent de trois stations pluviométriques : Bex (altitude 402 m), Les Plans (altitude 1 070 m), et Gryon (altitude 1 080 m) auxquelles vient s'ajouter la station locale de Peuffeyre (altitude 735 m), située au bord de l'Avançon à près de 2,5 km en amont du glissement. Les précipitations mensuelles en % de la norme de référence 1901-1960<sup>(2)</sup> sont disponibles pour les trois stations ISM. La station de Peuffeyre fournit la pluviométrie et la température journalière depuis juin 1998.

Des corrélations effectuées entre ces quatre stations nous ont permis de calculer une norme standard de référence 1901-1960 applicable à la station de Peuffeyre. On constate que le déclenchement du glissement a été précédé par un mois de février 1999 climatologiquement très actif, avec 218 mm de précipitations tombées sous forme de neige, soit 264 % de la norme de référence. Un calcul des périodes de retour selon la loi de Gumbel nous a permis de définir une période d'occurrence moyenne de 19 ans pour cette précipitation mensuelle de février. Une analyse similaire sur les précipitations journalières montre que le 4 mars (jour du déclenchement du phénomène) correspond à un événement pluviométrique de 20,4 mm, ce qui équivaut à une période de retour d'une année. L'infiltration résultant de la fonte des neiges dans la région du glissement a débuté le 19 février par une période de quatre jours consécutifs de fonte, avec des températures journalières comprises entre 0,8 et 2,1 °C. Une seconde période de fonte est survenue dès le 25 février avec des températures en constante élévation jusqu'au 3 mars, atteignant des valeurs journalières moyennes de 4,3 °C.

<sup>(1)</sup> ISM : Institut suisse de météorologie.

<sup>(2)</sup> Norme de référence 1901-1960 : moyenne des précipitations mensuelles calculée sur la période 1901-1960.

L'analyse du volume précipité durant l'intervalle du 16 au 25 février est très significative. L'indice des précipitations antécédentes (IPA) permet de caractériser l'état d'humidité d'un sol en se basant sur une pondération des événements pluviométriques précédant un événement particulier. La forme adoptée pour la détermination de cet indice pour un jour  $i$ , prend en compte l'IPA du jour  $i-1$ , les précipitations tombées au jour  $i-1$  et un coefficient variable d'un bassin à l'autre (Jaton *et al.*, 1978). L'ajustement de cet indice nous a montré que la valeur de l'IPA maximal pour l'année 1999 est atteinte le 25 février avec une valeur de 123,2 mm, soit quelques jours seulement avant le déclenchement du glissement. Il est nécessaire de déterminer la hauteur de neige sur le site de la Chenollette le jour du déclenchement de l'événement, afin de comprendre l'influence réelle des précipitations survenues entre le 16 et le 25 février sur le déclenchement du glissement. Cette variable n'étant pas disponible pour les stations voisines du site, nous avons dû utiliser d'autres stations ISM représentatives en Suisse romande. Cette analyse indique que l'épaisseur du manteau neigeux a rapidement diminué dès le 24 février, jusqu'à des altitudes supérieures à 1 000 m. Ces analyses, confirmées par des observations de terrain, permettent d'affirmer que l'ensemble du volume neigeux précipité entre le 16 et le 25 février dans le secteur de la Chenollette, avait totalement fondu avant le déclenchement du glissement. La globalité de la précipitation neigeuse du 16 au 25 février doit ainsi être prise en compte dans l'analyse de l'événement hydroclimatologique. L'indice IPA obtenu pour le 26 mars correspond à un événement d'une période de retour de 20 ans.

L'analyse des conditions climatiques montre clairement que les causes de l'instabilité sont dues à la conjonction de plusieurs facteurs. Le site était prédisposé aux phénomènes d'instabilité à cause de ses caractéristiques géologiques et géométriques défavorables impliquant une faible résistance mécanique des matériaux et un drainage naturel des terrains difficiles. La pluie du 4 mars se produisit alors que la saturation en eau des terrains était déjà très élevée, permettant des mises en charge locales des niveaux contenant les éléments les plus perméables. Il faut donc considérer cette pluie comme étant le facteur déclenchant du glissement, venu s'ajouter à une situation hydrogéologique très défavorable, induite par les abondantes chutes de neige du mois de février qui ont provoqué une saturation en eau des terrains. Cette pluie n'aurait pas eu d'effet sur la stabilité du site sans les épisodes neigeux qui l'on précédée.

La fréquence de retour simultanée de l'IPA et de pluie du 4 mars correspond pour notre exemple à 20 ans. La période de retour de la précipitation mensuelle n'influence pas cette fréquence de retour simultanée, car elle est intimement liée à l'indice IPA déjà pris en compte.

4

## Dynamique du glissement

Les déplacements sont mesurés depuis le 15 mars 1999, soit près de dix jours après le déclenchement du glissement. Les vitesses de déplacement ont atteint des valeurs de l'ordre de 5,5 cm/jour durant les deux premiers mois de mesure, puis ont ralenti pour atteindre des valeurs proches du cm/jour. Ensuite, ils se sont à

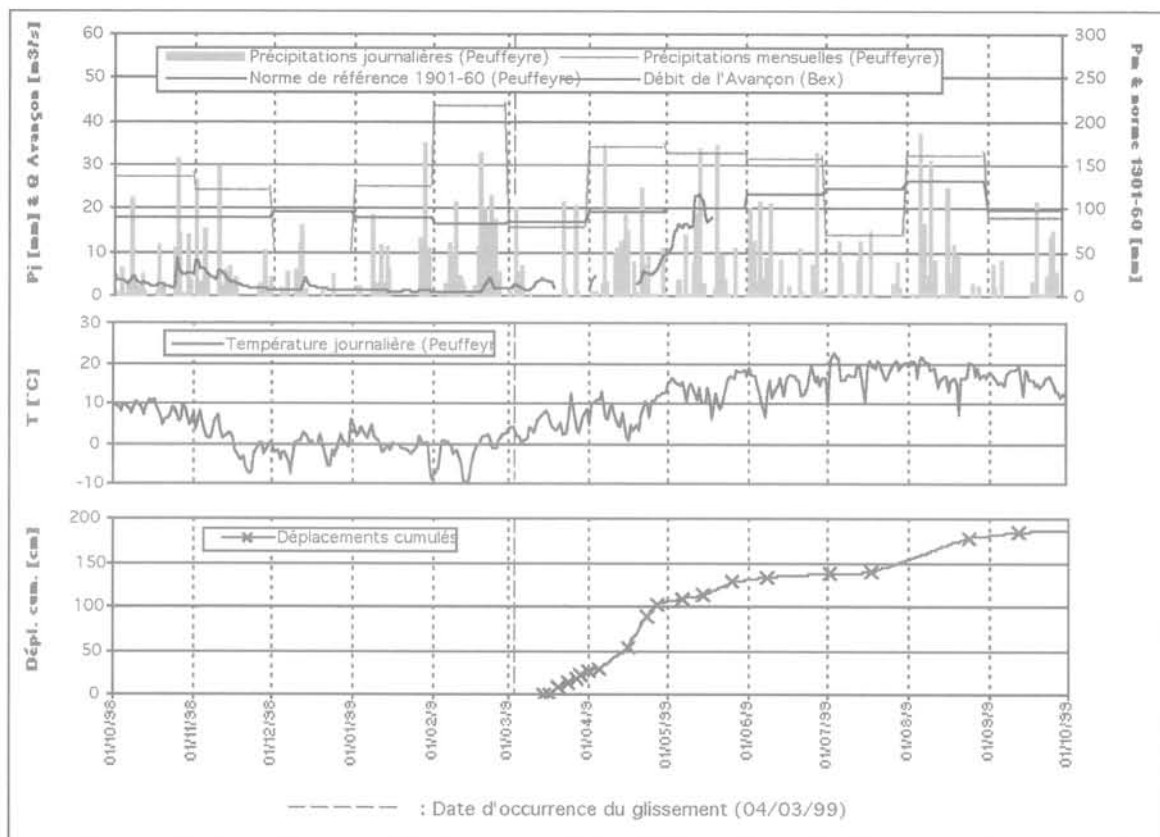


FIG. 6 Données climatiques et déplacements pour l'année hydrologique 1999 (Tullen, 2000).  
Climatic and displacement data for the hydrologic years 1999.

nouveau accélérés durant la première quinzaine d'août avant d'atteindre des valeurs quasi nulles qui sont toujours mesurées aujourd'hui. Les déplacements se corrélaient bien avec les précipitations jusqu'à fin août 1999. En effet, les précipitations supérieures à 15 mm/jour qui induisent les variations des niveaux piézométriques se traduisent par une accélération brutale des vitesses de déplacement avec un décalage de deux à trois jours. Durant les périodes sèches ou pendant les événements climatiques présentant des précipitations inférieures à 15 mm/jour, l'activité du glissement reste quasi nulle. Ces analyses mettent bien en évidence l'influence des mises en charge hydraulique de la masse glissée sur l'activité du glissement. Depuis la fin du mois d'août, l'activité du glissement s'est très fortement ralentie. La pluviométrie durant l'automne a été faible, légèrement inférieure à la norme de référence et, dès la mi-novembre, elle est tombée sous forme de neige. De plus, il faut mentionner la remise en service durant l'automne 1999 de la route cantonale qui traverse la niche d'arrachement supérieure du glissement. Cette nouvelle route est équipée de drains qui améliorent la stabilité du site en récoltant des eaux de ruissellement sur le haut du glissement.

Les précipitations de l'année 2000 ont été inférieures à la moyenne à l'exception du mois de décembre et de ce début d'année 2001 qui connaissent à nouveau des précipitations supérieures aux moyennes saisonnières. Cependant, ces deux derniers mois d'observation ne semblent pas induire de réactivation du glissement. Une surveillance du comportement dynamique du phénomène sur un plus long terme est indispensable pour quantifier et valider l'influence de cette reconstruction de la route pour la stabilité générale du site.

## Gestion du risque

Les dommages d'ordre direct concernent la route cantonale RC 716, emportée sur près de 80 m, et isolant partiellement le village Les Plans (près de 300 habitants). Les conséquences d'ordre indirect ont consisté en un aménagement de la route secondaire qui passe sur l'autre versant, afin de garantir un accès provisoire au village Les Plans. La forêt fut également abattue dans l'urgence sur la zone glissée afin de permettre l'accès aux machines pour les travaux de reconnaissances.

Les travaux de confortation entrepris dans l'urgence consistent en un enrochement du lit de l'Avançon au droit du glissement afin de protéger son pied de l'érosion directe par la rivière. Il s'est avéré par la suite que la surface de rupture ressort quelques mètres avant le cours d'eau.

Les travaux de confortation définitifs de la route cantonale RC 716 ont débuté en juillet 1999 et la circulation fut rétablie au début du mois de décembre de la même année. Ces travaux se sont basés sur un principe de confortation de la zone supérieure du glissement avec construction d'ouvrages fondés et ancrés dans les couches non déstabilisées par le phénomène du 4 mars 1999 dans le but de rouvrir la route sans modification de son tracé. La confortation avec mise en place de blocs ancrés par des clous actifs permanents sur front gunité a permis de créer des conditions de stabilité indispensables pour construire les deux ouvrages nécessaires au rétablissement de la chaussée, à savoir une estacade de 36 m de long à 6 travées et une paroi micro-berlinoise

de 30 m de longueur pour une hauteur de 4 m. Ces travaux ne permettent pas une stabilisation de l'ensemble du glissement, mais uniquement de la zone supérieure concernée par les fondations des ouvrages routiers. En cas de réactivation du glissement, une troisième étape (3<sup>e</sup> rang de blocs ancrés) complémentaire est préconisée pour éviter une mise à découvert des ouvrages construits. La difficulté de cette réalisation fut double. D'une part, une altitude avoisinant les mille mètres, là où les cycles de gel et de dégel sont les plus nombreux au cours d'une année, et d'autre part, des difficultés liées à la topographie très accentuée du site. Ainsi, la confection du béton s'est basée sur un ciment NORMO 3 FS 4 (HCB, 2000) pour obtenir une bonne résistance aux cycles de gel-dégel et aux sels de déverglaçage. De plus, ce béton présente une bonne ouvrabilité, indispensable dans un espace aussi étroit et difficile d'accès.

Le coût des travaux 2000 s'élève à 560 000 francs suisses pour les travaux spéciaux et à 660 000 francs suisses pour le génie civil et béton armé, ce sans les honoraires, ni les travaux préparatoires et les travaux de reconnaissance géotechnique et géologique (Maric, 1999).



**FIG. 7A** État avant les travaux (photo : Bureau Maric).  
Before road works.



**FIG. 7B** État après les travaux (photo : HCB, 2000).  
After road works.

**FIG. 7** Route cantonale avant et après les travaux de confortation.  
Road before and after cleaning up works.

Suite au déclenchement du phénomène, un danger d'obstruction de la rivière a été mentionné. Les conséquences d'un tel événement pourraient induire un risque important pour l'usine hydroélectrique et pour la ville de Bex situées dans la vallée. Aucune mesure n'a été prise pour parer à une telle éventualité qui, heureusement, ne s'est pas produite. L'évolution actuelle du glissement semble avoir écarté, ou du moins fortement diminué, ce danger d'obstruction de la rivière. De plus, une étude sur l'évolution de la turbidité dans la rivière serait intéressante. Elle permettrait d'estimer le risque d'une éventuelle usure des turbines de l'usine hydroélectrique située en aval, ainsi que sur la situation de la faune dans le cours d'eau suite au déclenchement du glissement.

6

## Conclusion

Le phénomène climatologique extrême de février 1999 a induit, à l'échelle suisse, des dommages atteignant plus de 600 millions de francs suisses (dommages indirects compris), dont les effets majeurs se sont fait principalement ressentir à l'est du pays (Bollinger *et al.*, 2000). Ces événements font suite à de nombreuses catastrophes alpines survenues depuis une quinzaine d'années (crues en 1987, éboulement de Randa en 1991, coulée de boue à Brigue en 1993, etc.), auxquelles se sont ajoutées les crues et inondations de l'été 1999 (Bollinger *et al.*, 2000), l'ouragan Lothar en décembre 1999 et les catastrophes alpines d'octobre 2000. Cet enchaînement d'événements pousse les climatologues à un réexamen de l'analyse fréquentielle des événements climatiques (Parriaux, 2001).

Le glissement présenté dans cet article met en évidence l'influence d'une succession d'événements météorologiques (pluie sur des terrains saturés suite à des fontes de neiges) présentant des périodes de retour assez faibles (un à vingt ans). Cet exemple montre l'importance que peut prendre le cumul d'événements climatiques de moyenne intensité comme facteur déclenchant d'instabilités. Une succession d'événements climatiques induit dès lors un « effet mémoire » pour le milieu hydrogéologique qui doit être pris en compte dans la surveillance et la gestion de ce type de danger naturel.

Contrairement à l'image d'une instabilité généralisée comme présentée dans Bollinger *et al.* (2000), certains glissements n'ont pas réagi à cet événement climatique particulier de 1999, comme par exemple le site de Peney-Dessus dans le canton de Genève (Clément, 2000). Ce dernier exemple montre qu'il ne faut pas uniquement s'intéresser à l'appréciation des dispositions géologiques de chaque processus, mais qu'il est nécessaire d'analyser le régime hydrogéologique qui pondère l'influence d'une succession d'événements climatiques.

- Badoux H., Gabus J.H. – *Atlas géologique de la Suisse*. Feuille n° 1285, 1/25 000, Les Diablerets avec notice explicative. Berne, 1990, 63 p.
- Bollinger D., Hegg C., Keusen H.R., Lateltin O. – « Ursacheanalyse der Hanginstabilitäten 1999 ». *Bulletin de Géologie Appliquée* vol. 5, n° 1, 2000, p. 1-38.
- Clément I. – « Étude géologique et hydrogéologique du glissement de Peney-Dessus (GE) ». Travail de diplôme post-grade, GEOLEP-EPFL (non publié), 2000, 55 p.
- HCB – « Plans-sur-Bex : une estacade contre la nature ». *Magazine HCB – Dimension* 2000, n° 20, p. 10-11.
- État de Vaud, Service des eaux, sols et assainissements – Données pluviométriques relevées à la station de Peuffeyre et débit de la rivière Avançon à Bex, Lausanne.
- Institut suisse de météorologie. – Données pluviométriques des stations de Gryon, Bex et Les Plans, et hauteur de neige des stations de Sion, Pully et Château d'Oex.
- Jaton J.F., Musy A., Regamey P. – « Méthode de prédétermination des débits de ruissellement basée sur l'état de saturation antérieur du bassin ». *Publication IGR* n° 142, EPF-Lausanne, 1978.
- Maric, Ingénieurs Conseils. – Route cantonale 716 Bex-Les Plans, Glissement de la Chenollette. État de Vaud, Département des infrastructures, Services des routes, Division des routes cantonales, 1999, 27 p.
- OFAT (Office fédéral de l'aménagement du territoire), OFEE (Office fédéral de l'économie des eaux) et OFEFP (Office fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage). – « Prise en compte des dangers dus aux mouvements de terrain dans le cadre des activités de l'aménagement du territoire, recommandations », Bern, 1997, 42 p.
- OFEG (Office fédéral des eaux et de la géologie). – « Hochwasser 1999, analyse der Ereignis ». Studienbericht, Bern, n° 10, 2000, 146 p.
- Parriaux A. – « Les Alpes en crise : tous concernés ». *Flash*, journal interne d'information, EPFL, Lausanne, n° 2, 2001, p. 3.
- Tullen P. – « Glissement de la Chenollette (Bex-Les Plans, VD) ». *Bulletin de Géologie Appliquée* vol. 5, n° 1, 2000, p. 39-45.
- Varnes D.J. – « Slope movement types and processes. Landslides. Analysis and control ». Special report 176, Ed. L. Schuster, R.J. Krizek. Chapter 2, 1978, p. 11-33.

# Une approche multidisciplinaire pour la connaissance d'un glissement-coulée dans les marnes noires du Callovien-Oxfordien (Super-Sauze, Alpes-de-Haute-Provence, France)

O. MAQUAIRE  
J.-C. FLAGEOLLET  
J.-P. MALET  
M. SCHMUTZ  
D. WEBER  
S. KLOTZ

Centre de recherches  
éco-géographiques  
(CEREG)  
UMR 7007  
CNRS-ULP-ENGEES  
3, rue de l'Argonne  
67083 Strasbourg  
maquaire@equinoxe.u-  
strasbg.fr

Y. ALBOUY  
M. DESCLOÎTRES

Institut de recherches pour  
le développement (IRD)  
Laboratoire  
de géophysique interne  
département RED, UR6  
32, avenue Henri-Varagnat  
93143 Bondy Cedex

M. DIETRICH

Laboratoire de géophysique  
interne et tectonophysique  
UMR C5559 CNRS,  
Université Joseph-Fourier  
de Grenoble

M. SCHMUTZ  
R. GUÉRIN

Département  
de géophysique appliquée  
UMR 7619 Sisyphe  
Université Pierre-et-Marie-  
Curie (Paris 6)  
case courrier 105  
4, place Jussieu  
75252 Paris Cedex 05

J.-J. SCHOTT

École et Observatoire  
des sciences de la terre  
UMR EP533  
Université Louis-Pasteur  
5, rue René-Descartes  
67084 Strasbourg Cedex

## Résumé

Dans le bassin de Barcelonnette, le glissement-coulée de Super-Sauze s'est développé dans un bassin torrentiel de marnes noires callovo-oxfordiennes érodé en ravines et échines coalescentes. Sur ce site naturel, mais complexe et difficile d'accès, une approche multidisciplinaire a associé une analyse géomorphologique couplée à un traitement photogrammétrique numérique, une prospection géotechnique (sondages et essais *in situ* et en laboratoire) et une investigation géophysique (méthodes de mesure de la résistivité électrique (électrique par courant continu et TDEM-time-domain electro-magnetism), sismique réfraction, Slingram. Les comparaisons, ajustements, validations des résultats complémentaires ont permis de reconstituer l'évolution historique du mouvement, de proposer un modèle conceptuel d'évolution, de définir la position et forme de la paléotopographie, la structure interne de la coulée de débris dans la zone d'accumulation et dans la zone d'ablation avec des ordres de grandeur de précision tout à fait satisfaisants. Il est maintenant possible d'envisager la modélisation du comportement dynamique de ce type de coulée de débris, fréquent dans les Terres noires (thèse J.-P. Malet en cours) en relation avec les conditions hydrodynamiques. L'objectif est d'évaluer la probabilité de transformation rapide, de tout ou partie de la masse instable, en coulées boueuses ou en laves torrentielles.

**Mots-clés :** géomorphologie, photogrammétrie numérique, géotechnique, géophysique, inversion jointe électrique-TDEM, glissement-coulée, marnes noires, Super-Sauze, Alpes-de-Haute-Provence, France.

## A multidisciplinary study for the knowledge of the Super-Sauze earthflow in Callovian-Oxfordian black marls (Super-Sauze, Alpes-de-Haute-Provence, France)

## Abstract

In the Barcelonnette basin, Southern French Alps, the Super-Sauze earthflow occurred in a torrential basin. The outcropping black marls are eroded on a large 90 ha badlands area. On this natural, but complex and non accessible site, a multidisciplinary approach associated a geomorphological analysis coupled to a digital photogrammetric processing, a geotechnical prospection (drillings and *in situ* and laboratory tests) and a geophysical investigation (methods of measurement of the electrical resistance (electric by D.C. current and TDEM - Time-Domain Electro-Magnetism), seismic refraction, Slingram. The comparison, adjustment, validation of the complementary results made it possible to reconstitute the historical evolution of the movement, to propose a conceptual evolution model, to define the position and shape of the paleotopography, the internal structure of the flow in both the accumulation and ablation areas, thus with a satisfying accuracy. It is now possible to consider the modeling of the dynamical behaviour of such type of earthflow, frequent in the black marls in relation to the hydrodynamic conditions (PhD thesis J.-P. Malet in progress). In this context, the main objective is to evaluate the potential transformation, of whole or part of the unstable mass, in a muddy flow or in a debris flow.

**Key words :** geomorphology, digital photogrammetry, geotechnical investigation, geophysical investigation, joint inversion electrical-TDEM (Time Domain Electromagnetism), earthflow, Super-Sauze, Alpes-de-Haute-Provence, France.

## Introduction et problématique scientifique

Les glissements, de type complexe, évoluant en coulées sont fréquents dans les « Terres noires » des Préalpes françaises. Dans le bassin de Barcelonnette, trois glissements-coulées actifs sont localisés sur des versants ou dans des bassins torrentiels soumis à une intense érosion (Flageollet *et al.*, 2000 ; Schmutz, 2000 ; Weber, 2001). Le plus grand, le glissement de La Valette, en rive droite de l'Ubaye, a un volume estimé à plus de 6 millions de m<sup>3</sup> et se développe sur une longueur de 1 800 m ; les glissements de Poche ou de Super-Sauze, plus modestes (de 600 000 à 700 000 m<sup>3</sup>), s'étendent sur des distances de l'ordre de 800 à 1 200 m. Ils possèdent une morphologie caractéristique : les blocs et les panneaux qui se détachent de la couronne, de manière rétrogressive, par des ruptures planes (Malet *et al.*, 2000a), s'accumulent en se disloquant dans une ou plusieurs ravines, et forment, après leur déstructuration progressive, une coulée de débris hétérogène. La conséquence de cette morphologie particulière est la grande difficulté à fixer la limite aval de la zone de rupture, et à identifier l'emplacement exact, les dimensions et la profondeur de la (des) ravine(s) fossilisée(s) par les matériaux en mouvement dans la zone d'accumulation. Dans cette dernière, les blocs et les panneaux de marnes, plus ou moins déstructurés, se déforment et se fragmentent progressivement de l'amont à l'aval, et de la surface vers la profondeur, pour constituer une masse hétérogène aux caractéristiques très variables (Phan, 1993 ; Antoine *et al.*, 1995).

Le glissement-coulée de Super-Sauze se situe en rive gauche de l'Ubaye, sur la commune d'Enchastreyles et non loin de la station de sports d'hiver de Super-Sauze (Fig. 1). L'évolution entièrement naturelle du site depuis son déclenchement, dans les années 60, en fait un objet d'étude intact, vierge de toute trace d'aménagement hydraulique. Aucune information fiable et précise n'est disponible sur les conditions et sur la date du déclenchement des glissements à l'amont, ni sur la progression de la coulée à l'aval, contrairement par exemple, au glissement-coulée de La Valette qui avait été bien observé et suivi dès son déclenchement en 1982. La probabilité de survenance d'une brusque et rapide évolution de la coulée ou d'une transformation éventuelle de tout ou partie de la masse accumulée en laves torrentielles n'était pas évaluée alors qu'à l'aval des infrastructures et des habitations constituaient des éléments exposés. Dans le but d'évaluer ce niveau d'aléa, il était nécessaire : 1) de reconstituer l'évolution historique du mouvement, 2) de définir la paléotopographie recouverte et la structure interne de la masse et 3) de comprendre son fonctionnement actuel et futur en relation avec les conditions climatiques par une modélisation hydromécanique, selon différentes lois de comportement des matériaux (fluide ou frottant).

Cet article traite du choix des différentes techniques d'instrumentation et de prospection utilisées compte tenu des particularités du site. Il a pour objectif essentiel de montrer la complémentarité étroite de ces méthodes (géomorphologie, photogrammétrie numérique, géophysique et géotechnique). Les résultats présentés constituent une synthèse des données acquises depuis 1996 sur la structure interne 3-D de la coulée,

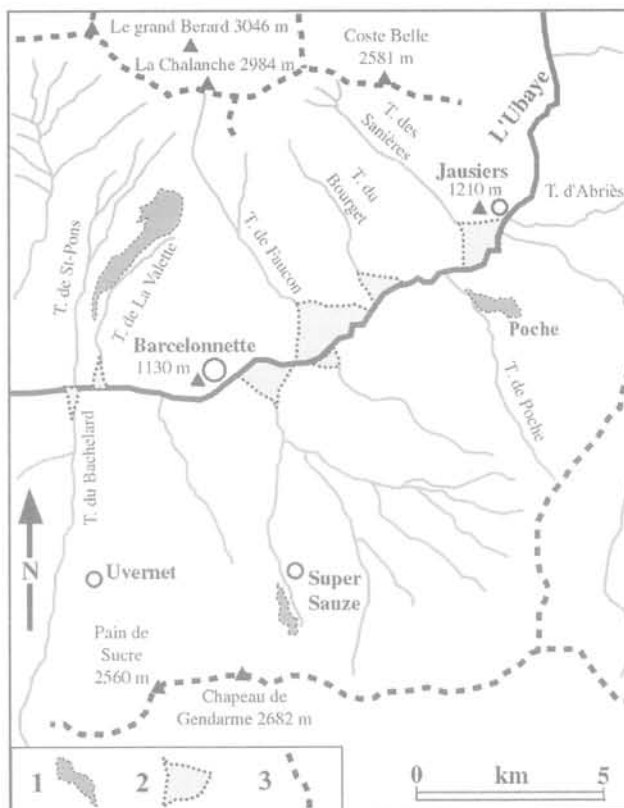


FIG. 1 Les grands traits morphologiques de la partie orientale du bassin de Barcelonnette et localisation de la zone d'étude. 1) : coulée de débris ; 2) : cône de déjection ; 3) : ligne de crêtes.

Morphological sketch of the Barcelonnette basin (oriental part) and location of the study area. 1) earthflow ; 2) alluvial fan ; 3) crest line.

ses caractéristiques hydromécaniques et des modalités de son évolution. Le mécanisme de déclenchement des glissements structuraux (banc sur banc ; Malet *et al.*, 2000a) ou l'analyse détaillée des relations pluie-nappe-déplacements font l'objet d'autres publications (Malet *et al.*, 2000b, Malet *et al.*, 2001) ou de travaux sur la dynamique d'écoulement et la validation de modèles de propagation de ces coulées (thèse en cours J.-P. Malet).

## Le contexte morpho-structural

Le bassin torrentiel (marnes noires callovo-oxfordiennes) où se situe le glissement-coulée de Super-Sauze est fortement raviné. Les ravines (roubines) sont très rapprochées (30-40 m) et séparées par des arêtes aiguës ; d'une longueur de 80 à 500 m, les échines, nues, très pentues (jusqu'à 65 %), sont plus ou moins parallèles ou coalescentes (Figs. 2B et 3A). Elles sont soumises à des écoulements saisonniers et quelquefois pérennes.

Les marnes possèdent un faciès de schistes argileux, noirs, gris ou légèrement bleutés, finement lités en feuillets parallèles, alternant avec des petits bancs calcaires. La microtectonique joue un rôle essentiel, en constituant des surfaces de glissements potentielles, et en guidant la fragmentation des panneaux marneux.



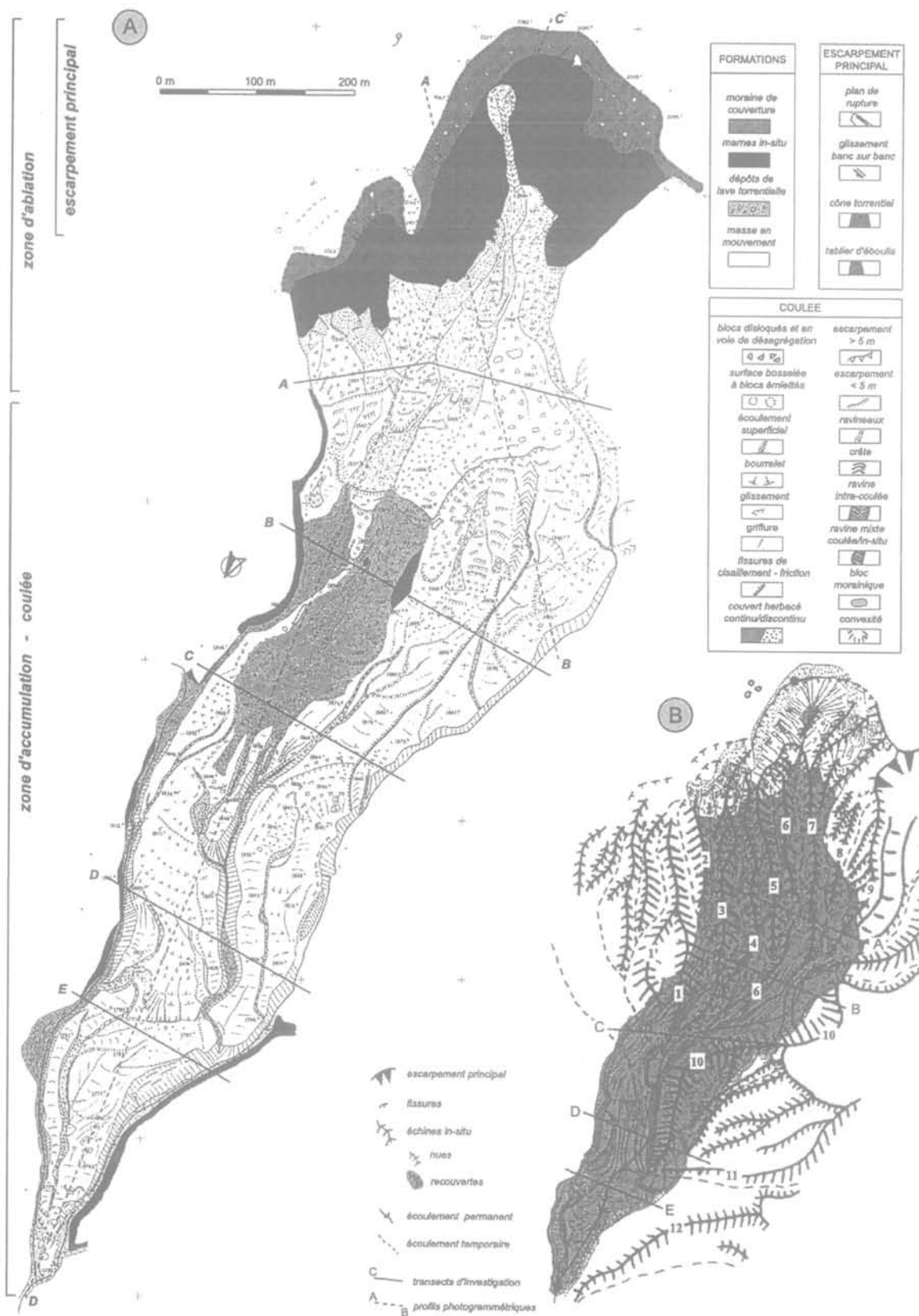


FIG. 2

Morphologie du glissement-coulée de Super-Sauze en 1999 (2A) et extension de la coulée sur la paléotopographie du bassin torrentiel des Roubines de 1956 (2B).

Morphology of the Super-Sauze earthflow in 1999 (2A) and extension of the flow on the paleotopography of the 1956 torrential basin (2B).

Cette microstructure, qui explique en partie leur érodabilité et leur susceptibilité aux mouvements de masse (Antoine *et al.*, 1995 ; Weber, 2001), résulte des condi-

tions de sédimentation en couches successives et de l'histoire tectonique de la région. A la suite d'importantes phases de tectonisations, le massif marneux pré-

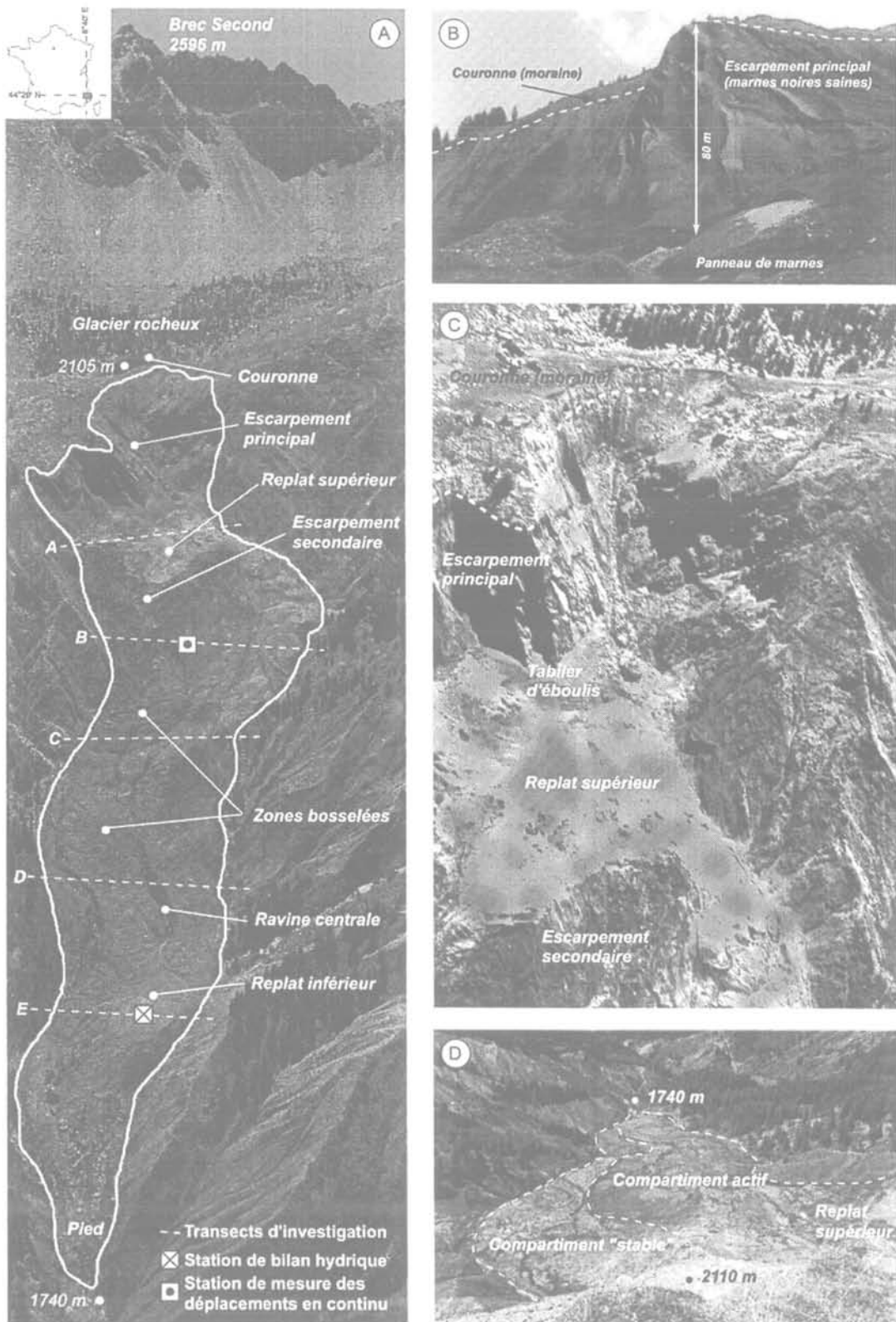


FIG. 3. Vue aérienne du glissement-coulée en 1991 (3A) et 2000 (3D) et l'escarpement principal (3B et C).  
Aerial view of the earthflow in 1991 (3A) and 2000 (3D) and main scarp (3B and C).

sente une macrostructure faillée et fortement diaclasée, et de fortes et brusques variations de pendage.

Ainsi, la structure et la morphologie du site concourent, sous un climat méditerranéen de montagne agressif, après une phase de ravinement, au

développement de mouvements gravitaires de masse (glissements, éboulements, chutes de blocs). Ces derniers se transforment progressivement en coulées boueuses ou de débris qui fossilisent un chenal d'écoulement.

## Morphologie du glissement-coulée de Super-Sauze

Les traits morphologiques principaux sont décrits à partir de la carte morphologique (Fig. 2A) élaborée en juillet 1999 au 1/1 000 par tachéométrie. Le glissement-coulée s'étend sur une longueur de 800 m entre les altitudes de 2 105 m à la couronne et 1 740 m à la base de la coulée (Figs. 2A et 3A), pour une pente moyenne de 25°.

L'escarpement principal (Fig. 3A, B et C), en amphithéâtre, atteint une hauteur de 80 à 100 m. Il laisse apparaître en coupe une couverture morainique d'une dizaine de mètres d'épaisseur qui repose sur les marnes saines. De larges fissures ouvertes, verticales ou obliques, témoignent du recul de la couronne (2 m en 2000, dans l'axe de la coulée). Les plans de stratification présentent un aval-pendage de 65° (Weber, 2001). Son architecture est très irrégulière avec des flexures à très petit rayon de courbure et des diaclases soulignées par des filons de calcite.

La zone d'ablation prend la forme d'un replat supérieur (Fig. 3A et C) de 7-8 ha de superficie entre 1930 m et 1 970 m d'altitude. La topographie de détail est très chaotique. Des panneaux (Fig. 3B) aux dimensions plurimétriques se retrouvent au pied de l'escarpement, parfois noyés dans un matériau plus fin. Leur structure (lamines, schistosité, intercalation de lits calcaires) est toujours conservée, mais leurs arêtes émoussées traduisent leur ancienneté. Ce replat est limité à l'aval par un escarpement secondaire (dont la pente atteint 30°, parfois 40 à 50°), au profil concave, au tracé en arc de cercle marqué par de larges fissures de traction, perpendiculaires à la pente, et de nombreux suintements (Fig. 3C). Des panneaux de matériau remanié basculent par paquets successifs emboîtés le long de ce versant raide et s'écoulent dans la pente sur des distances pouvant atteindre 100 à 150 m.

La partie inférieure de la coulée qui s'est développée en contrebas du replat supérieur constitue la zone d'accumulation *stricto sensu* (Fig. 3A). Les écoulements se concentrent à la base de l'escarpement secondaire, où prennent naissance des coulées localisées qui occasionnent des bourrelets. Des fissures de traction apparaissent autour d'un éperon de marnes en place qui émerge actuellement au-dessus de la coulée vers 1 900 m (transect B).

À l'aval, la pente s'adoucit et devient rectiligne. La fréquence et la taille des blocs diminuent en surface vers l'aval. En effet, sous l'action des agents météoriques, les blocs et panneaux de marnes se désagrègent et produisent une matrice argileuse à nombreux débris de tailles variables. La conséquence est la formation de zones bosselées où chaque bosse correspond à un bloc en voie de désagrégation (Klotz, 1999).

Dans le tiers inférieur de la coulée, une ravine centrale entaille le matériau sur une profondeur de plus de 6 m, collecte les eaux de ruissellement et draine la nappe.

Le replat inférieur, en forme de triangle de quelques dizaines de mètres de côté, bombé et en légère contre-pente, termine la coulée. Sa partie occidentale présente des fissures à orientation générale N-10° sur un rebord escarpé. Plus à l'est, le replat se raccorde au torrent du Sauze par une rupture de pente, une topographie chao-

tique, où des arbres morts sont entremêlés. La pointe terminale présente des versants raidis par les deux torrents pérennes adjacents. Leur confluence marque l'extrémité aval de la coulée, au pied du bourrelet terminal.

Cette description détaillée montre bien un tracé sinueux et des formes particulières qui semblent épouser une paléotopographie (Fig. 3D). Si son allure est fortement suggérée, il faut en préciser la position et la géométrie exacte. La coulée se serait développée en suivant et comblant une topographie accidentée de ravines et d'échines comme celles observées dans l'environnement immédiat du bassin torrentiel.

## Méthodes d'analyses et d'investigation

### Contraintes et stratégies d'investigation

Les observations et mesures ont débuté en 1991 : caractérisation de la cinématique de la coulée par le suivi périodique d'un réseau topométrique par triangulation (Malet *et al.*, 2000b ; Weber, 2001), cartographie morphologique au 1/1 000<sup>e</sup> en 1995, installation d'un pluviomètre chauffant (1994) et d'une station climatique (1996), mesures préliminaires de géophysique par sismique réfraction et résistivité électrique en 1996 (Schmutz, 2000).

Une étude a été engagée en 1996 pour déterminer la structure 3-D de la masse accumulée. Mais, en raison de la grande hétérogénéité et de la forte variabilité latérale et amont-aval de l'épaisseur supposée de la coulée, nous avons choisi de mettre en œuvre, dans un tel site complexe, des techniques et méthodes permettant de disposer d'un maximum d'information complémentaire de sources différentes, puis de les confronter afin d'améliorer la restitution finale de l'objet.

Les techniques classiques de prospection par forages géotechniques ponctuels qui nécessitent une interpolation parfois hasardeuse ne permettraient pas d'obtenir une image « fiable » de la structure sans multiplier grandement le nombre de forages. Cette augmentation du nombre de points d'investigation était limitée en raison des coûts très élevés, renforcés sur ce site par une accessibilité réduite imposant un hélicoptère coûteux de moyens lourds nécessaires pour pénétrer profondément dans la masse accumulée. Un matériel « léger », transportable à dos d'homme, aux performances limitées ne pouvait permettre, dans ces environnements hétérogènes, d'atteindre une profondeur d'investigation suffisante. Pour ces raisons, plusieurs méthodes de prospection géophysiques ont été utilisées en complément d'investigations géotechniques et d'une analyse photogrammétrique.

Les investigations ont été menées le long de cinq profils transversaux (Fig. 3A) dont l'implantation a été guidée par la morphologie particulière décrite précédemment (replats, échines apparentes...) et par la visualisation des photographies aériennes les plus anciennes. Six couples stéréoscopiques couvrant la période 1956-1995 ont fait l'objet d'une analyse par photogrammétrie numérique (Weber et Herrmann, 2000).

Afin d'analyser le fonctionnement hydromécanique de la coulée et de modéliser son comportement, de nombreuses autres investigations ont été menées : suivi en continu sur plusieurs semaines des déplacements de surface par GPS (*global positioning system*) haute précision (Malet *et al.*, 2000b ; Malet *et al.*, 2001) ; installation d'un capteur de déplacement à câble sur roue potentiométrique (Malet *et al.*, 2001) ; installation d'une station de bilan hydrique pour le suivi des potentiels de pression et des conditions de recharge de la nappe ; installation de tubes TDR-Trime pour le suivi de profil d'humidité (Malet, 1998) ; installation de deux limni-graphes enregistreurs et d'un troisième pluviomètre enregistreur ; expériences de simulations de pluie pour identifier la part respective des eaux infiltrées ou ruisselées en fonction de différents états de surface.

## 4.2

### Photogrammétrie numérique multi-dates

Le traitement par photogrammétrie numérique (Weber et Herrmann, 2000) de six couples de photographies aériennes datant de 1956, 1971, 1978, 1982, 1988 et 1995 a permis d'obtenir une succession de descriptions géométriques du site. La saisie numérique des couples stéréoscopiques a été effectuée<sup>(1)</sup> à une résolution de 33 à 40 µm, soit une résolution au sol allant de 0,55 à 1 m en fonction de l'échelle des originaux, comprise entre le 1/17 000 et le 1/30 000. Les images ont ensuite été rééchantillonnées numériquement pour arriver à une résolution planimétrique finale de 1 m. Les modèles altimétriques ont été générés automatiquement par corrélation numérique des deux images du couple stéréoscopique. Privilégiant dans un premier temps l'approche temporelle, une résolution planimétrique de 15 m a été choisie pour les six modèles générés. La qualité finale du MNT calculé est directement fonction des performances du corrélateur, les erreurs étant particulièrement fréquentes dans les zones homogènes, sans textures ou contrastes radiométriques suffisants, comme les zones d'ombre ou les terrains enneigés. Ces échecs induisent des anomalies dans les calculs d'élévation, parfois très locales sur un ou plu-

sieurs pixels (aberrations dans le relief restitué). Ces erreurs ont été corrigées par visualisation en relief d'un couple d'images (stéréopaire) à l'aide de lunettes à cristaux liquides. Les nœuds du MNT sont superposés à cette représentation du relief et l'association de deux canaux d'information permet de visualiser la correspondance entre le relief calculé (le MNT) et le relief restitué par les images. Pour les six MNT, le pourcentage des points ainsi réajustés manuellement varie entre 3 et 11 % du nombre total de points de chaque grille (8881). Un recalage absolu *a posteriori* des six modèles a été réalisé à partir des données d'une campagne de mesures GPS. L'intégration de ces points dans les six grilles altimétriques a permis d'obtenir une très bonne superposition géométrique des modèles de terrain en vue de leur exploitation quantitative. Ce traitement photogrammétrique a été complété par la réalisation d'ortho-photographies et de vues-perspectives.

## 4.3

### Investigation géotechnique

#### 4.3.1

#### Mise en œuvre : moyens, sondages et essais

L'accès du site étant impossible à des engins (zones humides et boueuses peu portantes, larges et profondes ravines à traverser), des outils d'investigation « légers » (pénétrömètre dynamique, vibro-percuteur) ont été retenus en complément d'outils plus « lourds », afin de pouvoir mettre en place des tubes inclinométriques et des piézomètres ouverts, et réaliser des essais pressiométriques et des essais d'eau (Lugeon et Lefranc). Une sondeuse NUZI (100 ch) a été hélicoptée et six sondages profonds (un forage carotté et cinq forages destructifs au tricône avec enregistrements des paramètres) ont été réalisés par l'entreprise INFRASOL sur deux zones « planes » situées dans la partie amont de la coulée (transects A et C). Les sondages complémentaires ont été réalisés avec un pénétrömètre dynamique « lourd » DL 030 (mouton de 30 kg), un pénétrömètre dynamique « léger » (mouton de 10 kg) et un vibro-percuteur à gouges permettant la visualisation de la nature du sol et le prélèvement d'échantillons intacts ou remaniés jusqu'à une profondeur de l'ordre de 9 m.

<sup>(1)</sup> Autorisation n° 70 8006 © IGN France 1998.

TABLEAU 1 Répartition des forages et essais sur la coulée de Super-Sauze par transect d'investigation (état en novembre 1999).

Distribution of the drillings and tests by cross-sections on the Super-Sauze earthflow (state in November 1999).

Transect	Essai de pénétration dynamique (longueur max = 9,30 m)	Sondages au vibro-percuteur Ø 30 à 100 mm (0,70 à 7,00 ml)	Sondages destructifs paramétrés Ø 63 à 110 mm 18,50 ml à 28,80 ml	Sondage carotté Ø 116 mm 13,50 ml	Essai pressiométrique	Tubes piézométriques Ø 25 à 70 mm	Tubes inclinométriques 12,75 à 18,40 m total : 44 m	Essais Lefranc
A	14	/	2	1	11	1	2	
B	36	16	/	/	3	14	/	32
C	39	3	3	/	/	11	1	21
D	17	3	/	/	/	3	/	8
E	19	6	/	/	/	14	/	18
<b>Total</b>	<b>125</b>	<b>27</b>	<b>5</b>	<b>1</b>	<b>14</b>	<b>43</b>	<b>3</b>	<b>79</b>

Le principe général retenu a été d'étalonner et de corréler en quelques points les différents résultats obtenus par les différentes méthodes, puis d'étendre la prospection à l'aide des outils les plus maniables, tels les pénétromètres dynamiques et le vibro-percuteur. La répartition des forages et essais par transect est donnée dans le tableau I.

Des essais d'eau ont été réalisés : un essai Lugeon dans les marnes en place, 79 essais Lefranc (vidange et suivi de la remontée en fonction du temps), de nombreux essais d'infiltration sous charge (double anneau) et plus de 200 essais d'infiltration sous tension (TRIMS).

Les caractéristiques physiques et mécaniques des marnes de la coulée ont été déterminées au laboratoire : limites d'Atterberg, % de  $\text{CaCO}_3$ , granulométrie, minéralogie, teneurs en eau, densités humides et sèches, porosités, compacités, conductivités hydrauliques, caractéristiques hydrodynamiques ( $K_{\text{sat}}$ , courbes de rétention), caractéristiques intrinsèques (cisaillement rectiligne et triaxial), rhéologie. Les résultats complets seront trouvés dans Klotz (1999). Ils complètent ceux fournis par la littérature. Citons entre autres : Caris et Van Asch, 1991 ; Phan, 1993 ; Colas et Locat, 1993 ; Antoine *et al.*, 1995 ; Durville et Serratrice, 1997 ; Van Asch et Buma, 1997 ; Le Mignon, 1999.

#### 4.3.2

### Interprétation des essais pénétrométriques

Les résultats obtenus par les différentes techniques d'investigation mises en œuvre n'impliquent pas de commentaire particulier, et apparaissent conformes à leur domaine respectif de validité. Toutefois, nous souhaitons apporter un commentaire particulier sur les résultats obtenus par la pénétration dynamique dans ces formations meubles et, par endroits, saturées (NFP 94-115, 1996). Le pénétromètre dynamique utilisé a limité nos investigations à une profondeur maximale de 9,50 m, notamment en raison du développement de frottement latéral au passage de couches instables et imbibées. D'autre part, la présence de nombreux blocs de moraines ou de blocs de marnes peu déstructurés au sein de la masse a également limité nos investigations, car la pointe ne pouvait pénétrer ce matériau très résistant. Enfin, la présence de cailloux de moraine ou d'éclats de calcite au sein d'une couche moins résistante génère des pics localisés (faux refus) sur les pénétrogrammes. Dans les marnes *in situ* (ou dans un bloc de marnes noyé dans la coulée), la résistance de pointe  $Q_d$  augmente progressivement, atteignant des valeurs proches de 25 MPa ou plus quand la paléotopographie était atteinte. Quelquefois, il fut possible de forcer la pénétration, puis de continuer l'essai au sein d'une couche moins résistante. Le pénétrogramme D3 (Fig. 4) illustre clairement le problème majeur du faux refus, qui aurait pu partiellement être résolu en employant un mouton plus lourd chutant d'une plus grande hauteur.

Puisque l'interprétation des essais peut être difficile (essai en aveugle), plusieurs carottages, fosses manuelles (pelle/pioche) et essais pressiométriques ont permis d'étalonner les variations de résistance. Plus encore que les valeurs brutes de résistance de pointe  $Q_d$ , c'est l'allure des courbes qui est discriminante et permet l'interprétation des différentes couches. Sur la plupart des 125 pénétrogrammes, en accord avec les sauts éventuels de résistance (rupture dans les courbes, transition progressive), trois couches ont pu être déterminées dans la coulée.

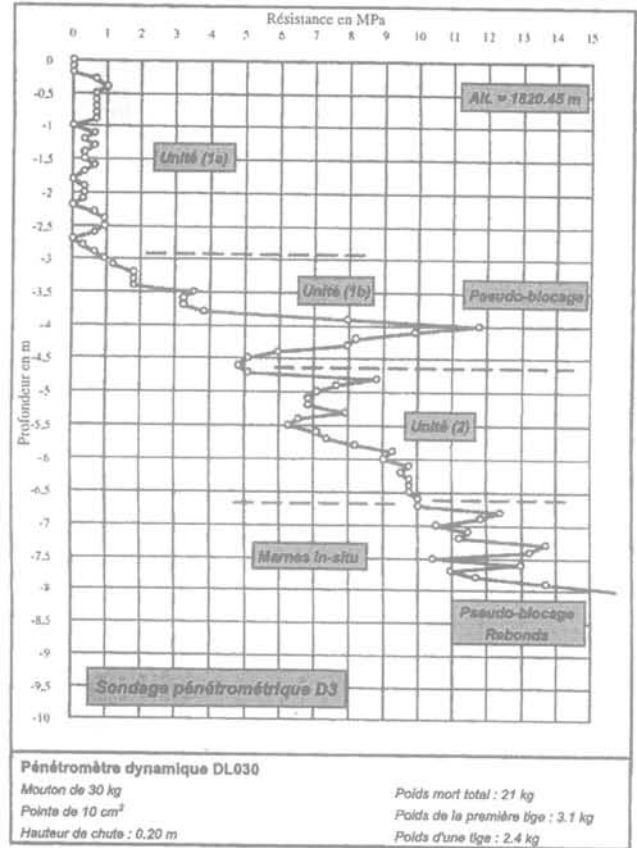


FIG. 4 Exemple de pénétrogramme. Penetrometric curve.

#### 4.4

### La prospection géophysique

La prospection géophysique a consisté à développer une méthodologie d'étude (acquisition et traitement des données) pour des sites complexes et hétérogènes. La méthode électromagnétique transitoire (TDEM), couramment utilisée pour la recherche minière et hydrogéologique, a été mise en œuvre pour la première fois sur ce mouvement de terrain. Les méthodes électriques et électromagnétiques ont fait l'objet de nombreuses adaptations de mise en œuvre et d'interprétation avec le développement d'outils d'interprétation conjointe (Schmutz, 2000 ; Schmutz *et al.*, 2000).

Les méthodes électriques à courant continu, et électromagnétiques dans les domaines temporel et fréquentiel mesurent le même paramètre physique, à savoir la résistivité électrique des terrains qui est fortement corrélée à la teneur en eau et en argile. Ces méthodes sont complémentaires du point de vue de la sensibilité aux terrains conducteurs/résistants, mais également de celui de la profondeur d'investigation. Bien que les mêmes profondeurs puissent être théoriquement atteintes, dans la pratique, la méthode électrique ne permet pas de prospecter à plus d'une dizaine de mètres. Cette limitation provient principalement de la topographie escarpée du site d'étude qui ne permet pas de réaliser des profils d'une longueur supérieure à 50 m environ, des variations latérales de structure qui augmentent avec cette distance, et de la faiblesse des valeurs de résistivité des terrains argilo-marneux. Le TDEM, quant à lui, permet d'atteindre des profondeurs

de 30 à 40 m avec un dispositif d'extension limitée, mais il est aveugle sur les 4-5 premiers mètres.

La masse accumulée et la roche *in situ* diffèrent par leurs teneurs en eau, leurs porosités et leurs compacités. Pour ces raisons, plusieurs méthodes complémentaires ont été utilisées pour répondre à la complexité du site. Les méthodes de mesure de la résistivité électrique (électrique par courant continu et TDEM) ont été choisies en raison de la présence supposée d'une nappe jusqu'à la base de la coulée. La sismique réfraction a été mise en œuvre pour déterminer les variations latérales d'épaisseur et la stratification interne de la coulée à partir des contrastes de vitesses de propagation des ondes sismiques.

#### 4.4.1

### Les outils et dispositifs utilisés

Les fondements des méthodes géophysiques sont développés dans Turner et Schuster (1996), et Reynolds (1997), et plus particulièrement dans Kaufmann et Keller (1983) et Descloîtres (1998) pour la méthode TDEM désormais bien établie. Ainsi, nous ne développerons ni les principes de base théoriques et les domaines d'application des différentes méthodes retenues, ni les différents dispositifs utilisés. Il est à noter également qu'une prospection Slingram, méthode électromagnétique à faible nombre d'induction, a été réalisée sur une zone d'environ 150 m de large et 100 m de long et s'est révélée être un bon outil de reconnaissance des zones de conductivités

différentes. L'interprétation qualitative obtenue est en accord la plupart du temps avec les résultats et observations disponibles (Schmutz, 2000).

#### • La prospection électrique

L'équipement de prospection électrique utilisé est composé d'un résistivimètre Syscal R1 (Iris Instruments) et d'un dispositif multi-électrodes de trente-deux électrodes comprenant un microprocesseur de pilotage des mesures. Cette technique instrumentale (panneau multi-électrode) permet d'acquérir, après l'installation du dispositif, un grand nombre de mesures correspondant aux combinaisons de quatre électrodes parmi toutes celles disponibles. Le dispositif de prospection pôle-pôle (caractérisé par une électrode d'injection et une électrode de mesure, placées à l'infini) a été employé car il a l'avantage de minimiser le nombre d'électrodes nécessaires à la réalisation d'un profil. Par ailleurs, le signal décroît en  $1/r$  contre  $1/r^2$  ou  $1/r^3$  pour les dispositifs Wenner, Schlumberger ou dipôle-dipôle, ce qui se traduit par une profondeur d'investigation plus importante. En revanche, le dispositif pôle-pôle est le moins sensible aux hétérogénéités de surface, latérales et locales, ce qui constitue un inconvénient dans la recherche des discontinuités latérales. Trois campagnes (mai 1997, octobre 1997 et octobre 1998) ont permis de réaliser plus de 300 sondages avec un espacement constant de 4 m entre deux sondages successifs.

#### • La prospection TDEM

Une prospection TDEM a été entreprise pour étendre la profondeur d'investigation des mesures de résistivité par courant continu au-delà d'une dizaine de mètres. La technique TDEM est une méthode de pros-

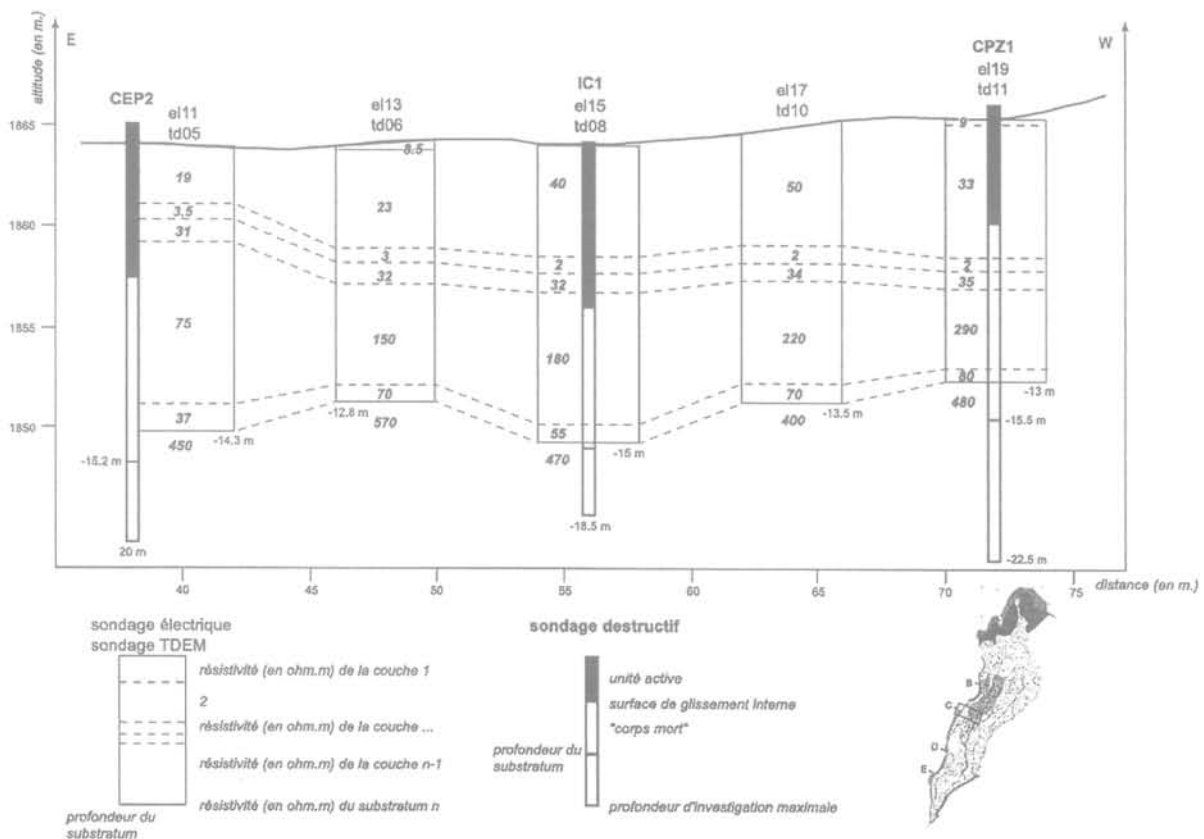


FIG. 5 Interprétation jointe de cinq couples de sondages TDEM-électrique avec sondages géotechniques sur le secteur Est du transect C (localisation sur la figure 2A).  
Joint interpretation of 5 electrical-TDEM sounding pairs and comparison with geotechnical interpretation (see Figure 2A for location).

pection électromagnétique à source contrôlée. Les principaux avantages de cette méthode sont sa profondeur de pénétration importante pour un dispositif géométrique relativement peu étendu en surface, et une grande sensibilité en présence de corps conducteurs. L'équipement utilisé est un matériel PROTEM avec un émetteur EM47 (Geonics Ltd.) spécialement conçu pour des investigations peu profondes. Après une recherche préalable sur le site, les caractéristiques du dispositif, le mieux adapté pour cette étude sont : une boucle d'émission monopole de 5 m x 5 m, une distance entre les centres des bobines émettrice et réceptrice de 12,5 m. Le profil TDEM est réalisé de la même manière qu'en prospection électrique en déplaçant le dispositif de géométrie et de dimensions fixes le long d'un transect.

Plus de 200 sondages ont été réalisés lors de trois campagnes en mai 1997, octobre 1997 et juillet 1999, principalement sur les transects B et C. La distance entre deux points de sondages est de 5 m.

Puisque seule une interprétation 1-D était envisageable pour la méthode TDEM, il a été vérifié *a priori* que l'hypothèse d'un milieu tabulaire pouvait être utilisée localement, malgré la complexité 3-D du site. Cette vérification a consisté à comparer les enregistrements de sondages azimutaux, c'est-à-dire réalisés successivement à partir d'un même point central en déplaçant dans les quatre directions cardinales le dispositif d'acquisition (boucle émettrice et réceptrice). L'hypothèse est vérifiée si les enregistrements sont superposables, ou si les valeurs obtenues après interprétation des quatre sondages se situent dans la même gamme d'équivalence représentant toutes les solutions admissibles pour un même jeu de données. L'invariance a été vérifiée loin des échines, dans le compartiment central de la coulée. En revanche, à proximité des échines affleurantes ou sub-affleurantes, l'interprétation 1-D n'est plus valable. Ceci constitue un des résultats importants de ces travaux, car cela signifie qu'une acquisition et une interprétation 1-D sont suffisantes sous certaines conditions.

#### • La prospection sismique-réfraction

Deux campagnes de sismique réfraction comportant un total de 62 tirs suivant six profils différents ont été réalisées en mai 1997 et mai 1998. L'objectif de ces profils était de déterminer l'épaisseur et la structure interne de la coulée, parallèlement et perpendiculairement à son sens d'écoulement. Les profils ont été enregistrés à l'aide d'un système d'acquisition sismique à 24 traces régulièrement espacées de deux (ou quatre) mètres le long des profils. Des tirs à l'explosif (100 ou 200 g de cordeau détonnant) ont permis d'obtenir des enregistrements de bonne qualité.

Les vitesses moyennes obtenues sont en accord avec celles trouvées dans la littérature pour ce type de roches. Lorsque le terrain peut être considéré comme localement tabulaire, le modèle de terrain est globalement compatible avec celui obtenu par la géotechnique et par l'interprétation conjointe des méthodes électriques et électromagnétiques.

#### 4.4.2

### L'inversion conjointe de données électriques et TDEM

Précisons au préalable que les valeurs de résistivités apparentes obtenues avec les différentes méthodes

ne sont pas comparables, car elles sont dépendantes de la profondeur d'investigation et de la sensibilité aux conducteurs, c'est-à-dire du dispositif de mesure utilisé. Les résultats des sondages TDEM et électriques, et l'interprétation d'un panneau électrique (profil C) et des sondages TDEM en variation continue ont été donnés dans Schmutz *et al.* (1999). Nous choisissons de présenter les résultats les plus intéressants obtenus par une inversion jointe de données électriques et TDEM.

Les sondages sur lesquels un traitement d'inversion jointe a été effectué se situent dans une zone où l'hypothèse d'un milieu localement tabulaire est vérifiée. L'interprétation peut être effectuée après inversion en mode multicouche ou à « nombre minimum de couches ». Le premier mode permet de connaître la variation de la valeur de résistivité avec la profondeur et d'évaluer le nombre de terrain minimal. Il ne permet toutefois pas de connaître la profondeur de ces terrains. C'est pourquoi l'interprétation en nombre « minimal » de couches est indispensable, même si en raison de la non-unicité de la solution due au principe d'équivalence, elle reste délicate à employer. Ainsi un modèle mathématiquement correct (au sens des erreurs quadratiques moyennes) peut être géologiquement totalement aberrant. En revanche, la famille des solutions se réduit considérablement lorsqu'on inverse de manière conjointe deux jeux de données électrique et TDEM, car cette combinaison optimise leurs sensibilités différentes (Schmutz *et al.*, 2000).

L'inversion conjointe a été réalisée à partir des données enregistrées sur le transect C qui bénéficie des forages géotechniques identifiant le toit du substratum. Le schéma général (Fig. 5) consiste en une alternance de terrains conducteurs et résistants. L'interprétation de ces différentes couches est donnée dans le paragraphe 5.3.1.

Ainsi, dans le cas de variations latérales modérées (pas d'échines affleurantes ou sub-affleurantes), une détermination très précise de la structure peut être obtenue en accord avec les informations disponibles par ailleurs (géotechnique, photographies aériennes), et ce, sans fixer de paramètre *a priori* dans le modèle.

## 5

### Synthèse et résultats

Les investigations, traitements et analyses fournissent des informations de diverses natures, qualitatives ou quantitatives qui peuvent être comparées, ajustées et validées. Ainsi, des interprétations objectives et étayées sont proposées sur l'évolution historique du mouvement, la position et forme de la paléotopographie, la structure interne de la coulée de débris dans la zone d'accumulation et dans la zone d'ablation. Un modèle conceptuel d'évolution du glissement-coulée est aussi proposé.

#### 5.1

### L'évolution historique du mouvement

L'analyse multi-temporelle des ortho-images et MNT permet de situer les secteurs et les périodes de déclenchement et d'extension du glissement-coulée, de définir des vitesses de recul de l'escarpement principal

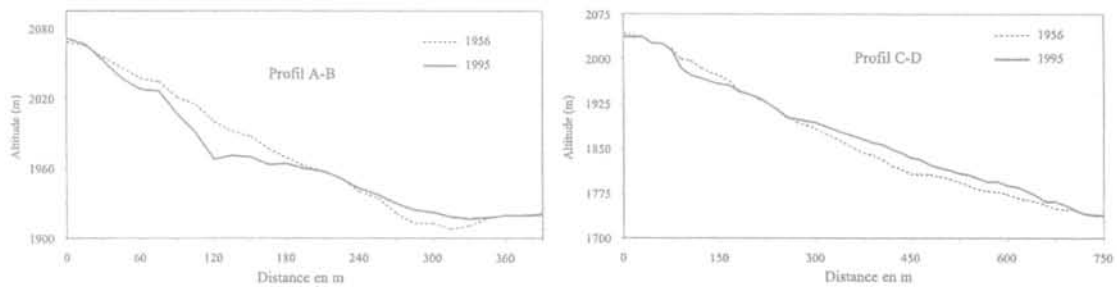
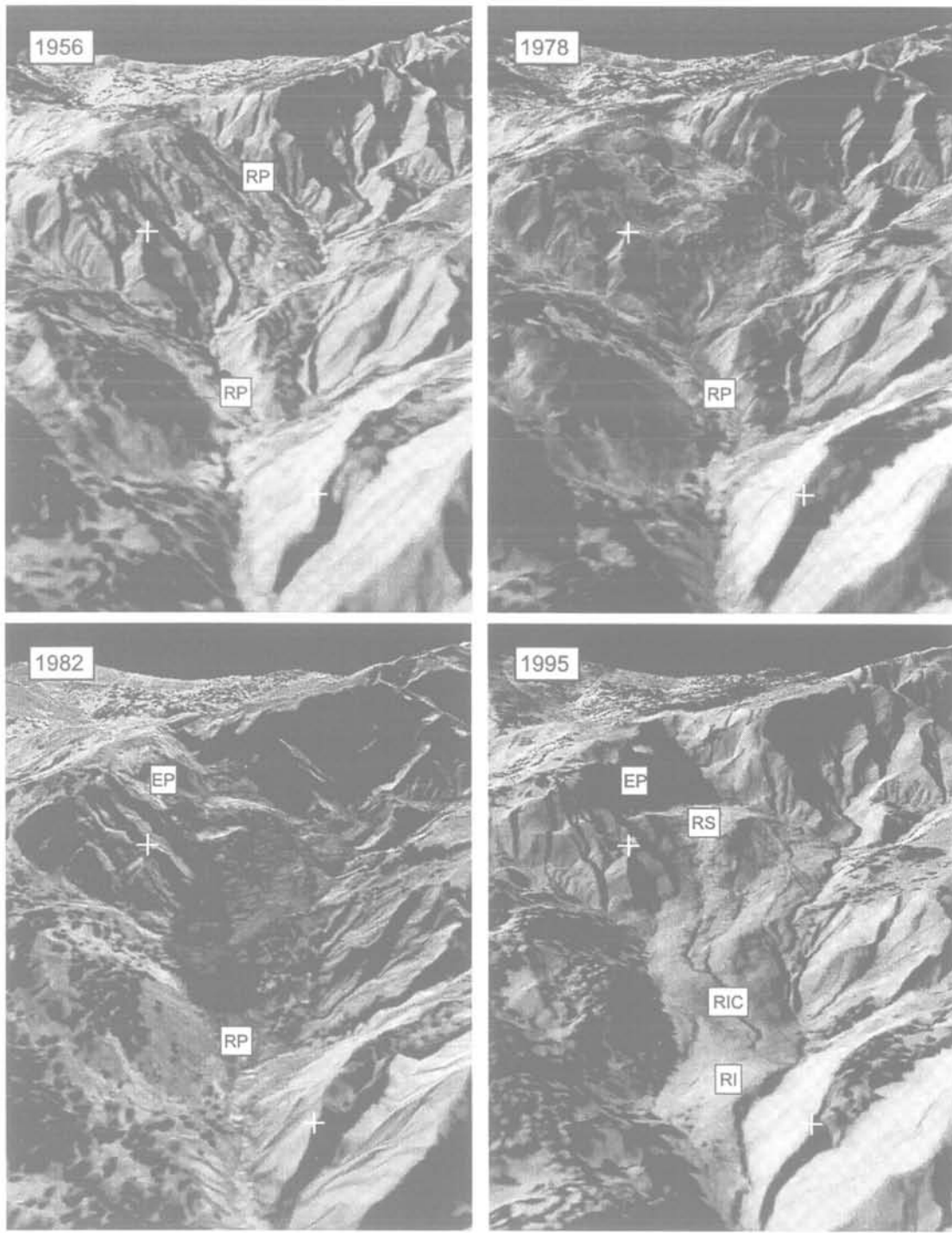


FIG. 6 Vues perspectives du bassin torrentiel des roubines en 1956, 1978, 1982 et 1995. RP : ravine principale ; EP : escarpement principal ; RS : replat supérieur ; RIC : ravine intracoulée. Exploitations quantitatives des traitements photogrammétriques numériques – profils multi-temporels.

Perspective views of the Super-Sauze torrential basin in 1956, 1978, 1982 et 1995. RP : main gully ; EP : present time main scarp ; RS : upper shelf ; RIC : intra-flowing gully. Quantitative interpretations from digital photogrammetric results – multi-temporel topographic profiles.



ou des vitesses d'extension de la coulée de débris (Weber, 2001). Les quatre vues perspectives de 1956, 1978, 1982 et 1995 (Fig. 6) permettent de l'illustrer. Celles de 1971 et 1978 seront trouvées dans Weber et Hermann (2000).

Avant 1956, de nombreuses ravines, parallèles et certaines coalescentes se sont développées (Fig. 2B) où les terrains de couverture morainique sont peu présents. En contrebas du glacier rocheux, une ravine présente un recul, une largeur et une profondeur largement plus importantes que ses voisines ; la moraine y est déjà largement entaillée par le ruissellement superficiel.

Entre 1956 et 1971, des glissements superficiels s'opèrent, essentiellement aux dépens de la moraine, et provoquent un remplissage partiel des ravines du bassin. La ravine principale et la plupart des crêtes d'interfluvés émergent encore entre ces accumulations.

Entre 1971 et 1978 puis surtout entre 1978 et 1982, des ruptures importantes affectent le substratum marneux. Elles se traduisent par l'extension croissante d'un escarpement principal dans la partie supérieure du bassin. Les marnes déstabilisées se transforment en coulées visqueuses fossilisant les ravines situées en contrebas.

Dans les années 80-90, si le recul de l'escarpement est modeste à l'amont, la coulée s'est considérablement développée (en largeur, en longueur et en épaisseur) dans le thalweg principal.

Ainsi, les mobilisations de matériau les plus importantes ont été détectées entre 1971 et 1982. Les profils topographiques linéaires (Fig. 2A) issus des différents modèles altimétriques montrent très bien l'inversion progressive du relief qui s'opère le long d'un profil longitudinal entre zones d'ablation et d'accumulation (Fig. 6).

## 5.2

### Position et forme de la paléotopographie

La position et la forme de la paléotopographie ont été définies en croisant les informations issues des investigations *in situ*, des observations morphologiques de surface et des photo-interprétations des photographies ortho-rectifiées de 1956 et 1995 (Flageollet *et al.*, 2000). L'ancienne topographie est constituée par une série de crêtes quasi-intactes dans la zone d'accumulation (Fig. 7). Au droit du transect B, les échines (4) et (3) émergent de la coulée sur quelques mètres de longueur (Fig. 2A, Fig. 7) alors que l'échine (7) est située à quelques mètres sous la surface. La coulée présente une épaisseur maximale dans l'axe de la ravine principale du bassin torrentiel de 1956. Elle atteint :

- un maximum de 20 m dans la zone d'ablation (profil A) ;
- un maximum de 8 m le long du profil B dans la zone d'accumulation ;
- une vingtaine de mètres dans la partie est du profil C qui correspond à la zone de confluence des ravines du bassin torrentiel de 1956.

Puis, l'épaisseur diminue progressivement vers l'aval (8 à 9 m le long du profil E et quelques mètres au pied de la coulée). L'incertitude sur l'épaisseur est minimale sur les profils B à E. En revanche, la position du substratum dans la zone d'ablation est encore incertaine, en raison des nombreux pseudo-blocages obtenus sur les essais pénétrométriques du transect A

(blocs morainiques et nombreux panneaux et blocs de marnes structurées). Les sondages au pénétromètre réalisés en partie inférieure de la coulée, à partir du profil D atteignent des profondeurs supérieures à celles obtenues dans les sondages de la partie amont. Cela traduit, d'une part un nombre plus réduit de blocs de moraines, et d'autre part une plus grande fragmentation des blocs de marnes au sein de la formation remaniée (Flageollet *et al.*, 2000).

Ce compartimentage lié à la présence des ravines et des échines est également mis en évidence grâce aux mesures des déplacements de surface. Les compartiments présentent des comportements cinématique, hydrodynamique et mécanique différents, variables saisonnièrement en relation avec les conditions climatiques (Flageollet *et al.*, 2000 ; Malet *et al.*, 2001).

## 5.3

### La structure interne de la coulée de débris

#### 5.3.1

#### Dans la zone d'accumulation

La coulée constitue une langue hétérogène à forte matrice limono-sableuse mélangée à des débris morainiques. Dans la zone d'accumulation (transects B à E), trois couches « géotechniques » peuvent être identifiées, sur la base des critères de résistance, des contrastes dans la nature des matériaux et des déformations et cisaillements des tubes inclinométriques et piézométriques. La structure verticale de la coulée est composée (Fig. 7) :

- d'une unité superficielle épaisse de 5 à 9 m ( $Q_d < 10$  MPa,  $E_M < 15$  Mpa, vitesses de déplacement superficiel supérieure à 5 m/an). Une surface de glissement a été identifiée à une profondeur de l'ordre de 5 m sur le transect B et 8 m de profondeur sur le transect C. Selon la forme de la paléotopographie et la position saisonnière de la nappe, cette unité active peut être subdivisée en deux sous-unités (1a et 1b) ;

- d'une unité profonde ayant une épaisseur maximale de 10 m sur le transect C et de 5-6 m au droit du transect B. Sur la base des mesures inclinométriques et des essais pressiométriques ( $E_M > 15$  Mpa,  $Pl > 4$  Mpa), cette unité est considérée comme imperméable, très compactée, aux très faibles déplacements ou stable comme un « corps mort », comme cela avait été identifié à La Valette (Colas et Locat, 1993) ou sur la coulée de débris de Slumgullion (Varnes *et al.*, 1996).

La géophysique indique la même succession de couches avec des gammes de résistivité et de vitesses sismiques respectivement pour chaque couche de : 5-40  $\Omega.m$  et 450-600 m/s pour la couche 1 ; de 45-100  $\Omega.m$  et 450-600 m/s pour la couche 2 (corps mort) et  $> 100 \Omega.m$  et 2 200-5 000 m/s pour le substratum (Schmutz *et al.*, 1999 ; Schmutz, 2000). Toutefois, l'interprétation jointe électrique-TDEM a permis de mettre en évidence des lits intermédiaires (Schmutz *et al.*, 2000) non détectés par la prospection géotechnique. Ils apparaissent cependant vraisemblables et constituent donc un apport efficace et inédit de l'inversion jointe. A partir du modèle géophysique en six couches (Fig. 5), en considérant un modèle général comprenant une masse

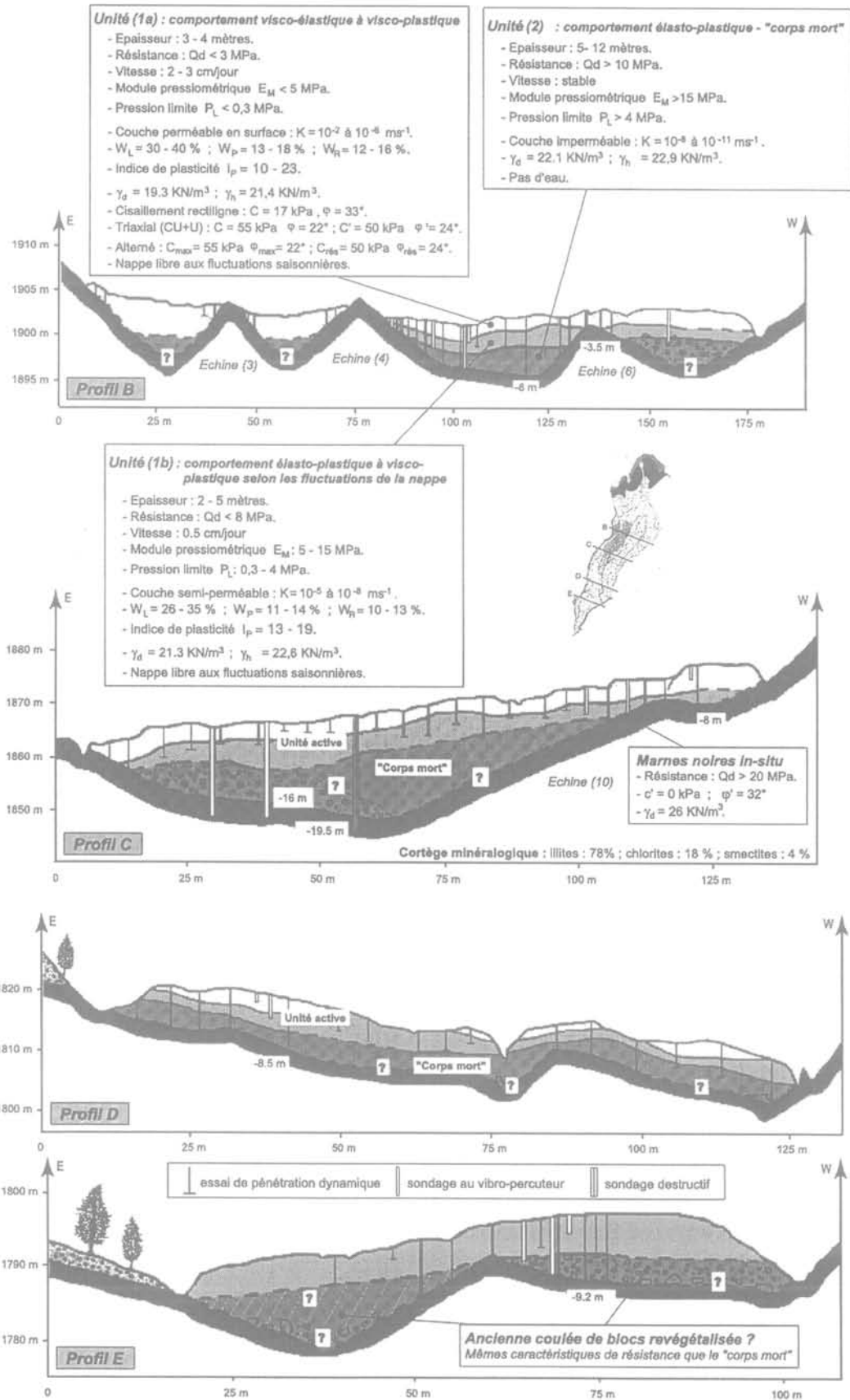


FIG. 7 Structure interne de la coulée dans la zone d'accumulation (localisation des profils sur la figure 2A).

Internal structure of the flow in the accumulation zone (cross-sections are localized on Figure 2A).

active superposée à une masse stabilisée, elle-même superposée au substratum, il s'agirait :

– d'une zone de transition d'épaisseur faible (0,7-0,9 m) de boue très lâche et humide entre la masse active et la

masse « stabilisée ». Cet horizon est le plus conducteur avec des résistivités peu contrastées (2-3  $\Omega$ .m) et des facteurs d'anisotropie s'étendant de 0,35 à 1. Ces valeurs de résistivités correspondent aux résistivités mesurées dans les échantillons d'eau pure. Par ailleurs, aucun effet de polarisation provoquée dû à des minéraux métalliques ou argileux ne perturbe les mesures. De ce fait, cet horizon doit être saturé ;

– du toit de la masse stabilisée, sur une épaisseur très mince de 0,7-0,9 m, le matériau est compacté et « glacé », comme cela est parfois observé sur les surfaces de glissement. Les résistivités sont supérieures au précédent terrain (31-35  $\Omega$ .m). Le facteur d'anisotropie moyen est de 0,9-1 ;

– de la transition entre la masse stabilisée et le substratum. D'une faible épaisseur (0,7-1,4 m), cet horizon peut correspondre au manteau d'altération des marnes en place (altérite et régo-lite mélangé à des formations de pente) ou à des épandages de moraines (Weber, 2001). La gamme de résistivité varie de 37 à 80  $\Omega$ .m pour un facteur d'anisotropie compris entre 0,7 et 1.

### 5.3.2

#### Dans la zone d'ablation

A l'inverse, dans la zone d'ablation (tranchée A), la géométrie de la masse accumulée et la forme de la surface de rupture reste délicate à définir. Les trois forages

profonds EP5, EP8 et F1 localisent, respectivement, les marnes *in situ* à -19,50 m, -20,50 m et -8,85 m sous la surface topographique actuelle (Fig. 8A). Les profils photogrammétriques montrent un abaissement de l'altitude de 15 à 20 m entre 1956 et 1995 (Fig. 6). L'altitude des terrains en place s'est donc abaissée localement de 40 m au maximum avec un encaissement comblé sur la moitié environ de sa hauteur. La surface de rupture présente une forme irrégulière qui s'apparente à celles des ravines qui se trouvaient initialement 30 à 40 m au-dessus. La localisation des forages sur l'ortho-photographie de 1956 montre d'ailleurs que les différences de profondeur coïncident avec l'emplacement d'une ravine et de l'échine (4) du paléo-relief (Figs. 2B et 8B).

L'interprétation des profils inclinométriques (du 10 septembre au 1<sup>er</sup> octobre 1996, date après laquelle la torpille était bloquée) et surtout le suivi des déplacements des têtes de forage (topométrie), de leur déformation puis cisaillement (passage de gabarits dans les tubages), d'octobre 1996 à juillet 2000, va aussi dans ce sens. Sur la coupe AA' de la figure 7a, les altitudes de cisaillement des tubages s'alignent parfaitement le long d'une surface de rupture située -8,50 m sous la surface topographique, vers 1 950 m d'altitude. Cette surface de glissement principale est calée et contrainte sur le toit d'échines, non tronquées lors du paroxysme du mouvement. Les déformations et cisaillements successifs des tubes au cours de leur déplacement permettent de proposer un profil interprétatif de vitesse (Fig. 8D). Il montre des déplacements qui s'amortissent, à partir de

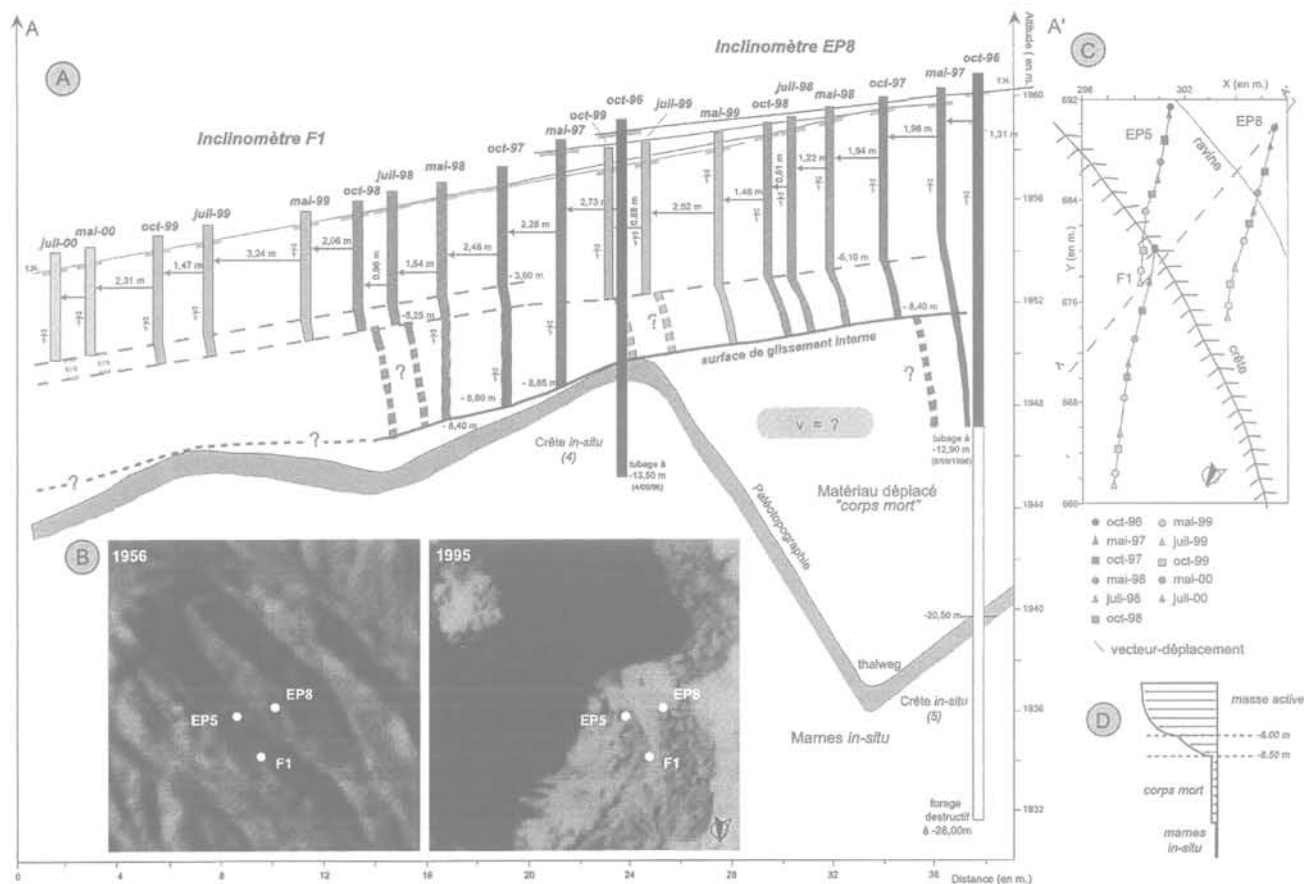


FIG. 8 Schéma interprétatif du suivi des inclinomètres du replat supérieur (zone d'ablation) entre 1996 et 2000 (8A), extrait des ortho-photographies de 1956 et 1995 et position respective des sondages (8B), vecteurs-déplacement des têtes de tubage (8C) et profil vertical de vitesse de la coulée (8D).

Interpretative scheme of inclinometer position on upper shelf (ablation zone) between 1996 et 2000 (8A). 1956 and 1995 ortho-rectified pictures and respective location of drills (8B). Displacement-vectors of the head-tubes (8C) and velocity vertical profile of the flow (8d).

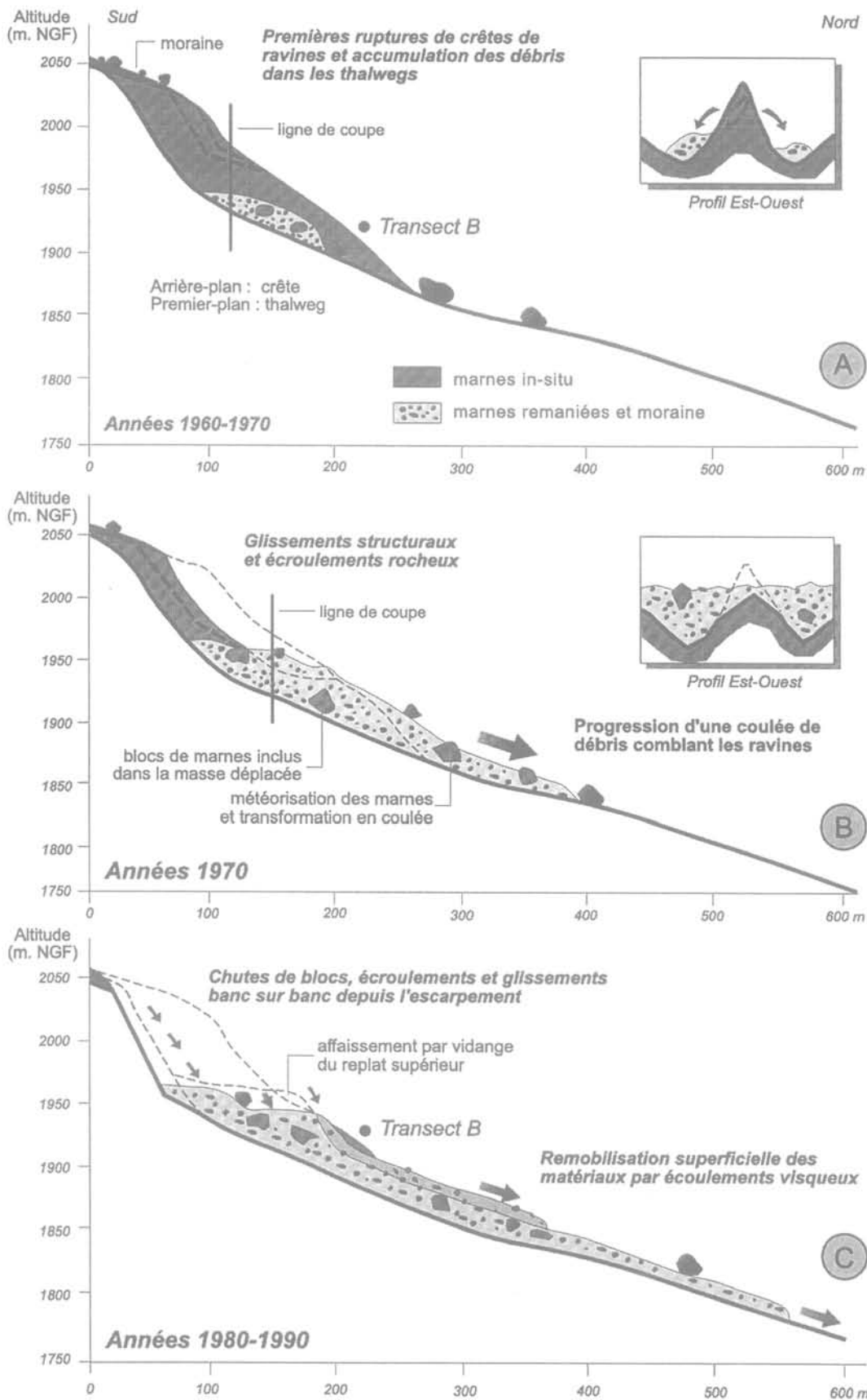
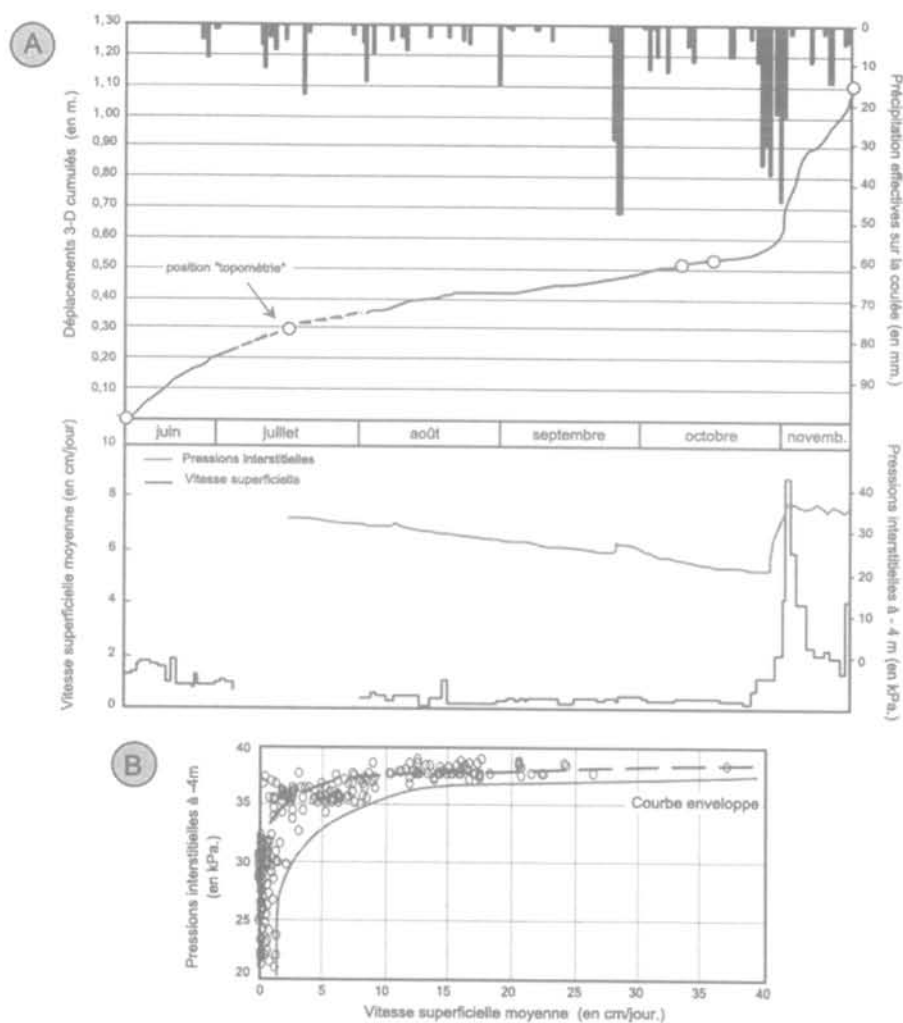


FIG. 9 Modèle conceptuel d'évolution du glissement-coulée de Super-Sauze.  
Qualitative evolution model of the Super-Sauze earthflow.

3-4 m, progressivement vers la profondeur. Ce même modèle géotechnique peut être adopté dans la zone d'accumulation :

– masse active d'une épaisseur de 8 à 9 m, aux vitesses superficielles très variables, d'une zone à l'autre de la coulée, de 2 à plus de 10 m/an, avec une discontinuité



**FIG. 10** Exemple de relation pluie-nappe-déplacements pour la période juin 1999-novembre 1999 sur le transect B (10A) et relation pressions interstitielles/vitesse superficielle moyenne (10B).

Example of relation between effective daily precipitation-pore water pressure-displacements (measured by extensometry and topometry) on the B cross-section between June to November 1999 (10A). Pore water pressure and mean surficial velocity (10B).

de vitesse vers -5-6 m, au comportement « rigide-plastique » sur les deux premiers mètres, puis élasto-plastique à « visqueux » en profondeur ;

- « corps mort » dans le fond des ravines, dont l'écoulement est bloqué par la topographie en échines.

Ce dernier point mérite un commentaire : les directions des vecteurs déplacements des sondages (Fig. 8C) sont obliques à transverses par rapport aux axes des crêtes et ravines contrairement à l'aval, dans la zone d'accumulation, où les vecteurs sont calés sur la paléotopographie (Malet *et al.*, 2001). Cela indique clairement que dans cette zone amont en pente forte, la gravité l'emporte sur l'influence de la paléotopographie.

#### 5.4

### Modèle conceptuel d'évolution du glissement-coulée

L'ensemble des informations ainsi que le suivi de la rupture d'une échine sur le versant ouest de la coulée (Malet *et al.*, 2000), permet de proposer un modèle

conceptuel qualitatif d'évolution du glissement-coulée. Le mouvement majeur s'est initié selon des glissements structuraux sur des discontinuités existantes (tectonique et schistosité) qui sont encore nettement visibles sur l'escarpement principal. Les cassures et déformations sont accentuées par une faille localisée dans l'axe du bassin torrentiel. Sur le flanc est, les couches marneuses sont ployées et relevées avec des pendages parfois supérieurs à 60°. On comprend dès lors l'ampleur du phénomène (en terme de volume de matériau mobilisé), sa complexité (rupture de plusieurs échines) et sa progressivité. Les ruptures dans les marnes se sont initiées, dans les années 70, dans la partie haute des échines, avant de se propager vers l'aval ; en même temps, le matériau s'accumule dans les ravines (Fig. 9A). Puis, par étapes, l'escarpement recule, alors que les échines continuent à s'écrouler et le matériau à combler les thalwegs. Des panneaux et des dièdres, de plusieurs mètres cubes, sont emballés dans une matrice argilo-marneuse hétérogène et progressent dans les ravines. L'élévation du niveau d'accumulation dans les ravines fossilise progressivement l'ensemble de la paléotopographie et recouvre les échines (Fig. 9B). Ainsi, la coulée, très hétérogène se développe dans le

chenal d'écoulement et « charrie » des débris de toutes tailles. La coulée de débris continue à progresser rapidement vers l'aval (plus de 180 m depuis 1982). Mais, son alimentation est réduite à de petites chutes de blocs ou de plaquettes issues de l'escarpement. La conséquence est un démaigrissement de la zone d'accumulation amont et la réapparition des anciennes échines fossilisées le long du transect B (Fig. 9C). Comme souligné précédemment, la paléotopographie joue un rôle essentiel dans le développement de la coulée en chenalisant les écoulements sauf dans la partie amont en forte pente (cf. précédemment). Le recoupement des analyses photogrammétriques avec les informations géotechniques nous permet d'estimer un volume global actuel de matériaux remaniés de 650 000 m<sup>3</sup>.

## 5.5

### Relations pluie-nappe-déplacements

Les vitesses d'avancée de la coulée varient grandement, dans l'espace et le temps, avec des valeurs de 0,5 à 10 cm/jour, voire des pics très ponctuels pouvant atteindre 40 cm/jour (Fig. 10A), selon les compartiments. Les vitesses les plus importantes sont localisées en partie amont, dans l'axe de la coulée. Cette variation spatiale et temporelle est directement liée aux battements de la nappe et aux pressions interstitielles générées. En effet, le comportement piézométrique de la coulée montre une grande amplitude des variations de pression (jusqu'à 20 kPa) avec des recharges brutales consécutives à la fonte de la neige au printemps, ou à des périodes climatiques défavorables (pour un seuil de 50 à 60 mm de précipitation efficace cumulée) à l'automne (Malet *et al.*, 2001). Les épisodes de nappe haute sont brefs et la pression maximale ne dépasse pas 35 kPa pour des piézomètres situés à 4 m de profondeur.

Les pics de vitesses correspondent aux pics de pressions interstitielles. Les accélérations (vitesses supérieures à 10 cm/jour) s'opèrent dès que la nappe atteint un seuil de -0,30 m/T.N. Le rôle des pressions interstitielles est renforcé par la pente en long du terrain qui, outre l'influence de la paléotopographie, accentue les différences de vitesses entre compartiments. La figure 10A montre un exemple d'enregistrement des relations pluie-nappe-déplacements (de juin à novembre 1999) sur le transect B.

La dynamique de la coulée est contrôlée par des seuils de pressions interstitielles. Le mouvement s'initie (Fig. 10B) dès que la nappe se situe entre -0,50 et -0,40 m de profondeur (*i.e.* 35 kPa à -4 m). De même, le mouvement diminue progressivement dès que le niveau redescend en dessous de -0,80 m de profondeur (*i.e.* 32 kPa à -4 m). La relation entre la pression interstitielle et les vitesses de déplacement peut être modélisée simplement par une régression hyperbolique avec un coefficient de détermination de 0,92. Le nuage de point est limité par une courbe enveloppe qui délimite le champ d'influence des pressions interstitielles sur la cinématique de la coulée. Dès que la nappe se situe au-dessus de -0,80 m par rapport à la surface, les mouvements se produisent avec une vitesse supé-

rieure à 2-3 cm/jour, l'amplitude atteinte étant alors fonction de l'intervalle de temps où le niveau de la nappe reste supérieur à un seuil de pression de 32 kPa.

## 6

### Conclusion

Dans des bassins marneux fortement ravinés, des glissements structuraux (banc sur banc) se produisent, dans les secteurs où les avals-pendages atteignent des valeurs proches ou supérieures de celles de l'angle de frottement, en raison de la réduction voire de l'annulation de la cohésion liée à la décompression et des éventuelles surpressions liées aux infiltrations dans les différentes diaclases et interfaces. En évoluant, les matériaux issus de ces glissements forment une coulée de débris qui progresse en fossilisant un bassin torrentiel.

Sur ce site complexe, l'approche multidisciplinaire associant géomorphologie, géotechnique et géophysique fournit de précieux résultats complémentaires. Leurs comparaisons, ajustements, validation ont permis de reconstituer l'évolution historique du mouvement, de proposer un modèle conceptuel d'évolution, de définir la position et forme de la paléotopographie, la structure interne de la coulée de débris dans la zone d'accumulation et dans la zone d'ablation dans une gamme de précision tout à fait satisfaisante.

L'initiation des déplacements s'effectue sous l'action du déjaugage (pression interstitielle) et du changement d'état du matériau (du comportement élasto-plastique au comportement visco-élastique à visco-plastique). Le mouvement est ensuite uniquement entretenu sous l'action de la gravité, avec un amortissement progressif des vitesses lié aux forces de frottement et au ressuyage des matériaux.

Le comportement dynamique de ce type de coulée de débris, fréquent dans les Terres noires, doit donc être modélisé (thèse en cours, J.-P. Malet) en relation avec les conditions hydrodynamiques afin d'évaluer la probabilité de transformation rapide, de tout ou partie, en coulées boueuses ou en laves torrentielles comme cela a déjà été observé en mai 1999. De même, la compréhension des relations entre ravinement et initiation de mouvements gravitaire est essentielle pour la gestion de tels bassins torrentiels.

#### REMERCIEMENTS

Cette recherche a été engagée en juin 1996 avec le soutien financier du programme de recherche européen NEWTECH (New Technologies for Landslide Hazard Assessment and Management in Europe). Puis, elle a été financée par le CNRS (Centre national de la recherche scientifique) dans le cadre du Programme national sur les risques naturels (PNRN) de l'Institut national des sciences de l'univers (INSU), contrat PNRN 97/98/99-34MT (contribution n° 276). Elle se poursuit actuellement dans le cadre de l'Action concertée incitative (ACI Prévention des catastrophes naturelles) du ministère de la Recherche.

- Antoine P., Giraud A., Meunier M., Van Asch T.W.J. – « Geological and geotechnical properties of the "Terres noires" in southeastern France : weathering, erosion, solid transport and instability ». *Engineering Geology* n° 40, 1995, p. 223-234.
- Caris J.P.T., Van Asch T.W.J. – « Geophysical, geotechnical and hydrological investigations of a small landslide in the French Alps ». *Engineering Geology* n° 31, 1991, p. 249-276.
- Colas G., Locat J. – « Glissement et coulée de La Valette dans les Alpes-de-Haute-Provence : présentation générale et modélisation de la coulée ». *Bulletin de Liaison des Laboratoires des ponts et chaussées*, n° 187, 1993, p. 19-28.
- Descloîtres M. – « Les sondages électromagnétiques en domaine temporel (TDEM) : application à la prospection d'aquifères sur les volcans de Fogo (Cap Vert) et du Piton de la Fournaise (La Réunion) ». Thèse de doctorat, UPMC, Paris, 1998, 228 p.
- Durville J.-L., Serratrice J.-F. – « Description des roches et des massifs rocheux, exploitation de deux bases de données ». *Bulletin de liaison des Laboratoires des ponts et chaussées*, n° 211, 1997, p. 73-87.
- Flageollet J.-C., Malet J.-P., Maquaire O. – « The 3-D structure of the Super-Sauze earthflow : a first stage toward modeling its behaviour ». *Physics and Chemistry of the Earth, Part B*, vol. 9, n° 25, 2000, p. 785-791.
- Klotz S. – « Caractéristiques physiques et mécaniques des marnes noires callovo-oxfordiennes : application au glissement-coulée de Super-Sauze (Alpes-de-Haute-Provence, France) ». Mémoire de DEA « Systèmes spatiaux et environnement », ULP, Strasbourg, 1999, 161 p.
- Kaufmann A.A., Keller G.V. – *Frequency and transient soundings*. Amsterdam, Elsevier, 1983, 686 p.
- Le Mignon G. – « Glissements et coulées boueuses : analyse et modélisation. Application au cas de La Valette (Alpes-de-Haute-Provence, France) ». Mémoire de DEA « Géomatériaux », ENSMP-ENPC, Paris, 1999, 45 p.
- Malet J.-P. – « Caractérisation et modélisation hydromécanique du glissement-coulée de Super-Sauze dans l'optique de la gestion du risque ». Mémoire de DEA « Systèmes spatiaux et environnement », ULP, Strasbourg, 1998, 176 p.
- Malet J.-P., Maquaire O., Klotz S. – « The Super-Sauze flowslide (Alpes-de-Haute-Provence, France). Triggering mechanisms and behaviour ». *Proceedings of the VIIIth International Symposium on Landslides*. London, T. Telford, 2000a, p. 999-1005.
- Malet J.-P., Hartig S., Calais E., Maquaire O. – « Apport du GPS au suivi en continu des mouvements de terrain. Application au glissement-coulée de Super-Sauze (Alpes-de-Haute-Provence, France) ». *Comptes rendus de l'Académie des sciences, Série IIa*, vol. 12, n° 331, 2000b, p. 175-182.
- Malet J.-P., Maquaire O., Calais E. – « The use of Global Positioning System techniques for the continuous monitoring of landslides. Application to the Super-Sauze earthflow (Alpes-de-Haute-Provence, France) ». *Geomorphology*, 2001, à paraître.
- McNeill J.D. – Principles and application of time domain electromagnetic techniques for resistivity sounding ». Technical Note TN-27, Geonics, 1994, 15 p.
- Phan T.S.H. – « Propriétés physiques et caractéristiques géotechniques des Terres noires du Sud-Est de la France ». Thèse de doctorat, UJF, Grenoble, 1993, 246 p.
- Reynolds J.M. – *An introduction to applied and environmental geophysics*. Wiley Ed., 1997, 796 p.
- Schmutz M., Guérin R., Maquaire O., Descloîtres M., Schott J.J., Albouy Y. – « Apport de l'association des méthodes TDEM (Time-Domain Electromagnetism) et électrique pour la connaissance de la structure interne du glissement-coulée de Super-Sauze (Bassin de Barcelonnette, Alpes-de-Haute-Provence, France) ». *Comptes rendus de l'Académie des sciences, Série IIa*, n° 328, 1999, p. 797-800.
- Schmutz M. – « Apport des méthodes géophysiques à la connaissance des glissements-coulées développés dans les marnes noires. Application à Super-Sauze (Alpes-de-Haute-Provence, France) ». Thèse de doctorat de l'université Louis Pasteur, Strasbourg I, 2000, 230 p.
- Schmutz M., Albouy Y., Guérin R., Maquaire O., Vassal J., Schott J.J., Descloîtres M. – « Joint electrical and time domain electromagnetism (TDEM) data inversion applied to the Super-Sauze earthflow (France) ». *Surveys in Geophysics* n° 21, 2000, p. 371-390.
- Turner A.K., Schuster R.L. – *Landslides : investigation and mitigation*. Special report 247. Transportation research board, National Research Council, Washington, D.C., National Academy Press, 673 p. In particular chapter 10 « Subsurface exploration » by McGuffey V.C., Modeer VA Jr, Turner AK, 1996, p. 231-277.
- Van Asch T.W.J., Buma J.T. – « Modelling groundwater fluctuations and the frequency of movement of a landslide in the Terres noires, region of Barcelonnette (France) ». *Earth Surface Processes and Landforms*, n° 22, vol. 2, 1997, p. 131-141.
- Varnes D.J., Smith K.S., Savage W.Z., Powers P.S. – « Deformation and control surveys, Slumgullion landslide ». *US Geological Survey Bulletin* 2130 1996, p. 43-49.
- Weber D., Herrmann A. – « Contribution de la photogrammétrie numérique à l'étude spatio-temporelle de versants instables : l'exemple du glissement de terrain de Super-Sauze (Alpes-de-Haute-Provence, France) ». *Bulletin de la Société géologique de France* vol. 6, n° 171, 2000, p. 637-648.
- Weber D. – « Contribution de la géomorphologie à la connaissance des mouvements de terrains dans les Terres noires alpines : le glissement-coulée de Super-Sauze (Alpes-de-Haute-Provence, France) ». Thèse de doctorat de l'université Louis Pasteur, Strasbourg I, 2001, 311 p. et annexes.

APPEL A COMMUNICATIONS POUR UN NUMÉRO SPÉCIAL  
« Géotechnique, géologie et aménagements en site urbain »

Les comités parrainant la *Revue française de géotechnique* (CFMS, CFMR et CFGI) souhaitent la réalisation d'un numéro spécial sur le thème « Géotechnique, géologie et aménagements en site urbain », thème fédérateur susceptible d'attirer des contributions d'auteurs issus des trois comités. La réalisation de ce numéro est confiée à Isam Shahrour (EUDIL, UST Lille), en concertation avec Pierre Delage, rédacteur en chef de la revue.

## Information

Des propositions d'articles illustrant les apports de la géologie, de l'hydrogéologie, de la mécanique des sols et de la mécanique des roches dans l'identification, la résolution et la maîtrise des problèmes géotechniques, géologiques et hydrogéologiques en site urbain sont attendues.

Le thème proposé couvre un spectre très large. Les contributions peuvent aborder les sujets suivants :

- Caractérisation des sols et des roches en site urbain (essais de laboratoire, essais *in situ*, mesures sur ouvrages/méthodes inverses, bases de données...).
- Modélisation du comportement des sols naturels (influence du prélèvement, de la cimentation, de la surconsolidation, de la fissuration...).
- Traitement et amélioration des sols et des roches en site urbain (injection, renforcement, compactage...).
- Emploi des méthodes géophysiques en site urbain (problèmes d'hétérogénéité, de bruits, liés à la présence d'eau...).
- Problèmes liés aux cavités souterraines (détection, évolution, confortation, surveillance, interaction avec les ouvrages...).
- Conduite et maîtrise des travaux souterrains (tunnels, micro-tunnels, soutènement...).
- Problèmes d'eau en site urbain (arrivée d'eau, dessiccation, gonflement, fluctuation de la nappe...) – incidence sur les ouvrages.
- Instrumentation, surveillance et maintenance d'ouvrages géotechniques en site urbain.
- Interaction sol-structure ; cas des ouvrages en maçonnerie ; reprise en sous-œuvre.
- Réduction des nuisances des travaux en site urbain – impact environnemental.
- Aménagement de sites pollués.
- Aspects juridiques des travaux en site urbain.

Les contributions s'appuyant sur des cas bien documentés seront particulièrement bienvenues. Les articles proposés seront soumis aux règles habituelles de relecture de la *Revue*.

La parution de ce numéro étant prévue pour juin 2002, les propositions d'articles devront être adressées **avant le 21 décembre 2001** au

**Pr. Isam SHAHROUR**

EUDIL – Direction de la Recherche

Université des Sciences et Technologies de Lille

59655 Villeneuve-d'Ascq Cedex

Tél. : 03 20 43 45 45 (secrétariat : 03 20 43 46 13)

Fax : 03 20 43 45 83 ; e-mail : Isam.Shahrour@eudil.fr



# Mesures géophysiques pour l'analyse des glissements de terrain

**M. FRAPPA**

Centre de développement  
des géosciences appliquées  
Université Bordeaux I  
33405 Talence  
thomaslebourg@hotmail.com,  
frappa@cdga.u-bordeaux.fr

**T. LEBOURG**

Université de Nice  
Sophia-Antipolis  
Laboratoire Géosciences  
Azur  
UMR 6526  
250, rue Albert-Einstein  
06560 Valbonne  
lebourg@geoazur.unice.fr

## Résumé

Cet article présente différentes méthodes de prospection géophysiques utilisées pour la caractérisation, la reconnaissance de paramètres et les facteurs liés aux glissements de terrain. Nous nous sommes principalement intéressés à la recherche du plan de rupture limitant la base du glissement, du système topographique complexe caché (ou cryptorelief) et aux systèmes de chenalisation interne. Les méthodes de prospection utilisées sont le panneau électrique (pseudo-sections), la polarisation spontanée (PS), le profilage électromagnétique (Slingram, EM31) et le sondage électromagnétique en domaine temporel (TDEM). La prospection géophysique montre qu'elle permet de renseigner sur les limites géométriques où les glissements de terrain peuvent survenir et elle permet également une quantification des paramètres géométriques et hydrauliques utilisés dans les modèles numériques de stabilité.

**Mots-clés :** instabilité, glissements de terrain, prospection électrique, prospection électromagnétique, chenalisation, surface de rupture, cryptorelief.

## Geophysical survey for landslides analysis

## Abstract

The purpose of this paper is to present different results of geophysical prospecting to investigate factors of instability characterising landslides. We are interested here with the sliding plan, the complex topographic systems and the interconnected channel system. The geophysical prospecting methods used here are the electrical survey (pseudo-sections), the spontaneous polarisation (SP), the electromagnetic survey (Slingram, EM31) and the time domain electromagnetic survey (TDEM). The geophysical prospecting gives a knowledge on the boundary of areas where natural hazards can occur, and allows also to quantify input parameters as the geometry of failed area or hydraulic parameters used for numerical models of stability.

**Key words :** instability, landslides, electrical survey, electromagnetical survey, channel, sliding surface, cryptorelief.

## Introduction

Cet article présente de nombreux résultats géophysiques d'un projet, lancé depuis quatre ans, sur la reconnaissance des instabilités de versants montagneux dans les Pyrénées-Atlantiques. C'est plus particulièrement la reconnaissance de caractéristiques relatives aux instabilités que nous proposons de développer dans cet article. Dans un premier temps, on traitera de la définition des caractéristiques associées aux facteurs d'instabilités et identifiables par mesures indirectes, puis dans un second temps, on présentera les différentes mesures géophysiques réalisées, ainsi que les résultats obtenus au regard des indices de terrain. Les facteurs favorables à l'initialisation des glissements de terrain, retenus dans ce travail, sont : les surfaces de rupture, la topographie sous-jacente complexe ainsi que la chenalisation interne favorisant la circulation de l'eau et les variations des pressions interstitielles. Au travers de ces expérimentations et applications, la prospection géophysique, au sens large, s'avère un excellent moyen d'investigation dans des secteurs à géologie complexe et difficile d'accès, et elle permet d'obtenir des renseignements sur de nombreux facteurs conditionnant les glissements de terrain.

## Localisation géographique

Le secteur d'étude est géographiquement situé dans les Pyrénées-Atlantiques, la vallée d'Aspe (Fig. 1). C'est une zone de moyenne et haute montagne dont les sommets culminent à 2 200-2 300 m d'altitude et les vallées s'étagent entre 400 et 1 000 m d'altitude.

La région étudiée se situe, pour l'essentiel du travail, dans la haute vallée d'Aspe, au Sud de Pau, entre le Fort du Portalet et le col du Somport (frontière avec l'Espagne) (Fig. 1). En haute vallée d'Aspe, le terrain est limité, au sud, par les falaises calcaires et, au nord, par les reliefs calcaires du Dévonien au Fort du Portalet, immédiatement au sud du village d'Etsaut (Fig. 2).

Ce secteur d'étude fait environ 40 km<sup>2</sup> (5 km de large et 8 km de long). Il limite géographiquement la ligne de partage des eaux du gave d'Aspe (côté français) avec du côté espagnol, le rio Aragon.

Les cours d'eaux, orientés E-W, suivent les principales directions structurales correspondant aux grandes structures plicatives du substratum régional.



FIG. 1 Localisation géographique de la vallée d'Aspe.  
Map of the studied area.

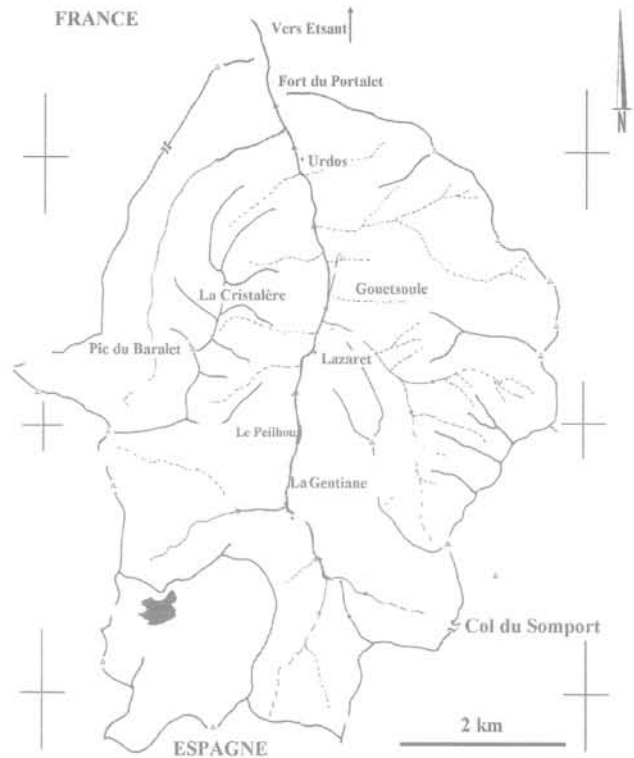


FIG. 2 Carte toponymique de la haute Vallée d'Aspe.  
Aspe valley toponymical map.

## Caractéristiques identifiables par mesures indirectes

Parmi les nombreux éléments de reconnaissances qui interviennent dans la compréhension des instabilités de terrain, on s'est intéressé aux facteurs difficilement observables et quantifiables. Parmi ces facteurs et caractéristiques qui nécessitent une identification par la mesure indirecte, on peut définir :

- le cryptorelief (relief du substratum caché par les formations superficielles) mis en évidence comme étant étroitement lié aux surfaces de rupture (Lebourg *et al.*, 1999, 2000 ; Flageolet *et al.*, 1999) ;
- les surfaces de glissement et le contraste de propriétés physiques entre une masse glissée et le massif en place (Bogoslovsky et Ogilvy, 1977 ; Caris et Van Asch, 1991 ; Lebourg *et al.*, 1999, 2000 ; Gallipoli *et al.*, 2000) ;
- la circulation interne de l'eau (Durville *et al.*, 1992 ; Lebourg *et al.*, 1999, 2000 ; Fabre *et al.*, 2000 ; Wong, 2000).

### Cryptorelief ou le relief du substratum caché

L'étude des différentes formes de reliefs engendrées par l'action érosive des glaciers (Menziès, 1996) montre le rôle majeur que peut jouer la géomorphologie du substratum dans l'apparition de surfaces de rupture préférentielles. Il s'agit d'une géomorphologie bien

## Surface de glissement et contraste de propriétés physiques entre une masse glissée et le massif en place

particulière pour qualifier les formes cachées d'érosion sous des formations meubles. Nous l'appelons : cryptorelief.

La présence de structures concaves « en gouttière » affectant le substratum, sur lequel reposent les formations morainiques susceptibles de glisser, est un facteur qui aggrave les risques de glissement. Pour illustrer ce fait, comparons deux cas de glissements de terrain, l'un avec un substratum tabulaire recouvert par de la moraine et l'autre avec un substratum de forme concave.

Dans les deux cas de figure la forme concave du glissement de terrain n'aura pas la même géométrie (Fig. 3) et les matériaux sollicités dans la résistance au cisaillement seront différents. Il est intéressant de remarquer que dans le premier cas de figure (Cx\_1 à Cx\_3) la résistance au cisaillement se fait essentiellement au contact substratum/moraine, alors que dans le second cas de figure (Mo\_1 à Mo\_3) la résistance au cisaillement est celle de la moraine (paramètres mécaniques de la moraine). D'autre part, en supposant que la surface de rupture affecte intégralement le matériel morainique, nous avons constaté que le changement de la géométrie de la surface de rupture, engendrait une variation significative du coefficient de sécurité (Lebourg, 2000). En utilisant un code de calcul de stabilité par la méthode de Spencer étendue à un modèle 3D, on a pu mettre en évidence que la prise en compte du cryptorelief diminuait la valeur du coefficient de sécurité global (Lebourg, 2000). Nous passons ainsi, pour le profil de calcul de stabilité, d'un coefficient  $F = 1,01$  sans prise en compte de la géométrie due au cryptorelief, à  $F = 0,93$  pour le modèle intégrant le cryptorelief. Cet exemple montre l'importance de la géomorphologie en « gouttière » qui est un facteur à intégrer dans le calcul de l'instabilité. Il convient aussi d'évaluer l'importance de cette forme concave, l'épaisseur du remplissage et les différentes hétérogénéités de dépôt. Ces autres facteurs sont analysés soit par une méthode directe, la cartographie de terrain, soit par des méthodes indirectes : reconnaissance électrique ou électromagnétique.

La mesure du contraste de propriétés physiques entre le massif en place et une masse instable est facilement quantifiable par les mesures de résistivité. Ce contraste est généralement généré par une discontinuité lithologique ou une modification de la structure physique (porosité, perméabilité) au niveau de la zone de glissement. Si l'on considère un glissement dans un terrain homogène, le remaniement interne de la masse en mouvement engendre un contraste de résistivité élevé entre le massif en place et la masse en mouvement. Il y a alors eu changement de la structure, suffisamment important pour augmenter la porosité de façon conséquente. Cette variation positive de la porosité induit une augmentation de la teneur en eau du sol en mouvement par rapport au massif en place. Bogoslovsky (1977), sur des glissements près des bords des rives de la Volga, a distingué la limite entre la masse allochtone (5-10  $\Omega m$ ) et la masse autochtone (30-40  $\Omega m$ ) dans une même formation alluvionnaire. Caris et Van Asch (1991), ont obtenu des résultats similaires lors de l'étude d'un glissement circulaire affectant une masse homogène de Terre noires dans les Alpes. La masse instable avait une résistivité d'environ 10-50  $\Omega m$  tandis que la zone stable avait une résistivité de 75-150  $\Omega m$ .

Selon la méthode de prospection utilisée, il est possible de localiser la zone affectée par la présence d'une surface de rupture dont la localisation est plus ou moins précise (Lebourg *et al.*, 1999 ; Gallipoli *et al.*, 2000). Ainsi, des pseudo-sections de résistivité, réalisées sur des profils perpendiculaires à des glissements translationnels, ont permis de modéliser la géométrie en trois dimensions d'un glissement intra-morainique dans les Pyrénées (Lebourg *et al.*, 1999).

## Circulation interne de l'eau

La variation des conditions hydrauliques est l'une des principales causes de glissement de terrain et son action dans la rupture de l'équilibre se manifeste de plusieurs façons et à différents stades (Durville *et al.*, 1992). Comme cela a été présenté précédemment, le cryptorelief, facteur d'instabilité, est associé à un héritage de l'érosion glaciaire, qui a aussi généré dans certaines formations comme les moraines, un système de chenalisation interne complexe, hérité des différentes phases de retrait glaciaire. Sur de nombreux secteurs d'étude (Lebourg *et al.*, 1999, 2000 ; Fabre *et al.*, 2000) on a remarqué que la circulation d'eau dans les moraines était guidée par un système complexe de chenalisation interne et d'alimentation à la faveur de la fracturation des substratums. Cette observation, qui a aussi été faite dans les dépôts volcaniques hétérogènes instables de la région de Tokyo (Wong, 2000), montre que l'eau circule d'une façon aléatoire et vraisemblablement guidée par l'hétérogénéité du milieu. Il semble qu'il existe dans les moraines un système d'alimentation plus complexe. C'est principalement sur la base de nombreuses observations de terrain, de forages et de sondages électriques et électromagnétiques que nous allons préciser certains chemins de circulation préférentielle de l'eau dans les formations instables.

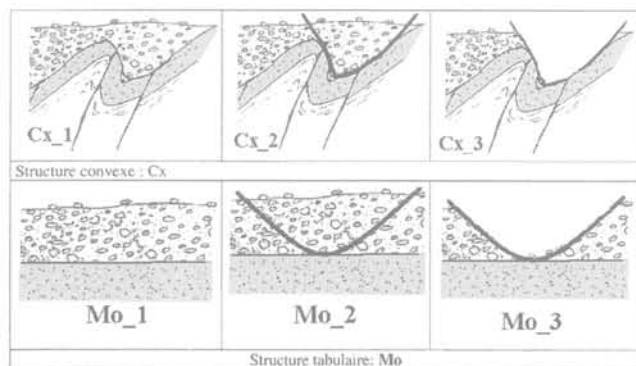
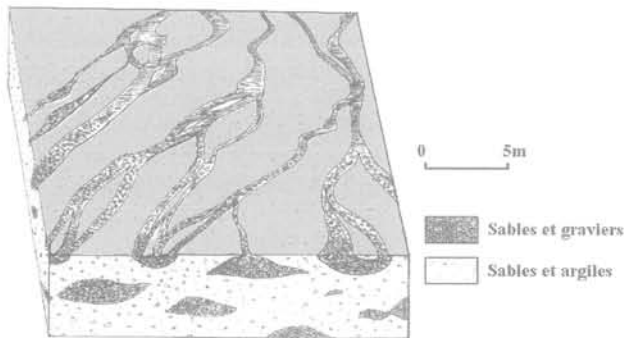


FIG. 3 Influence de la forme du substratum sur le glissement de terrain.  
Substratum morphology influence on the landslide.

L'hypothèse de la chenalisation interne est le fruit de nombreuses observations de terrain, étayées par les interprétations de la prospection électrique réalisée pour la reconnaissance des surfaces de rupture. Nous avons remarqué, sur l'ensemble des versants recouverts par les dépôts morainiques, soit des sources, soit des zones localement humides affectées par des suintements. Ces zones humides sont caractérisées par une différence granulométrique entre l'encaissant et le drain. Les drains sont dépourvus de particules fines et sont constitués, pour l'ensemble, d'éléments grossiers. Une reconnaissance en profondeur des drains montre qu'ils sont limités dans l'espace et qu'ils sont, d'après une analyse comparative réalisée sur les glaciers actuels, le résultat d'un processus de granoclassement différentiel, réalisé lors des phases de retrait fluvioglaciaire (Fig. 4) ou lors de générations de laves torrentielles post-retrait glaciaire (Coussot, 1993 ; Sorgi-de-Gennaro, 1999).



**FIG. 4** Schéma de la chenalisation et du granoclassement différentiel lors du retrait glaciaire.  
Drainage channel systems in the tills after the glacial retreat process.



**FIG. 5** Photographie d'un chenal à l'affleurement.  
Photography of a drainage channel on a till outcrop.

4

## Les différentes méthodes géophysiques et leurs résultats

Les différentes caractéristiques qui viennent d'être analysées se traduisent par des variations de para-

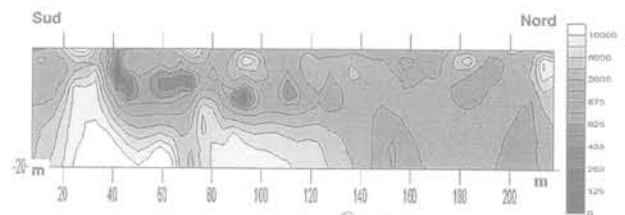
mètres physiques qui peuvent être appréhendées depuis la surface, par des méthodes géophysiques.

4.1

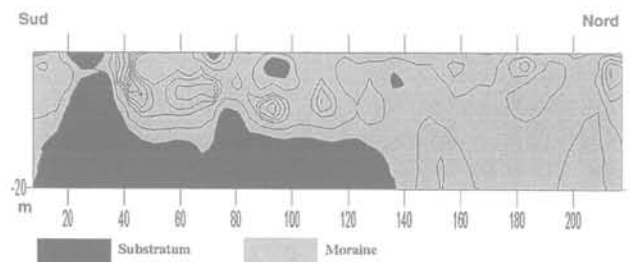
### Les mesures de résistivité : pseudo-sections

Les pseudo-sections de résistivité constituent un outil assez bien adapté à la mise en évidence des structures du sous-sol dans ces environnements. L'inversion à l'aide de logiciels tels que RES2DINV (Lohke, 1996) restitue dans ce cas d'une part les différences de teneur en eau et d'autre part la morphologie du substratum. L'hétérogénéité des matériaux ne facilite pas la procédure d'inversion. Le glissement du Peilhou (Fig. 2) est la meilleure illustration de l'influence de la structure du substratum ou cryptorelief sur un ensemble de glissements de terrain complexes, dans le sens où nous avons affaire à une série de trois glissements emboîtés. Le premier panneau, constitué par les moraines, est limité en profondeur par une surface de rupture matérialisée par le contact moraine-substratum. Une campagne de prospection électrique a mis en évidence la présence d'une cuvette (cryptorelief) dont l'axe est dans le sens de la pente (Figs. 6 et 7). L'épaisseur des moraines dans cette zone varie de 10 m au Sud, près du tunnel du Peilhou (Fig. 2) à 30-35 m côté nord (Figs. 6 et 8). Les deux autres panneaux correspondent à un glissement de deux structures profondes, où les formations du Carbonifère ont été sollicitées par la tectonique et ont engendré des surfaces de ruptures à la faveur des différentes discontinuités lithostratigraphiques et mécaniques.

Sur les sections de résistivité (Fig. 6) nous constatons que les zones les plus conductrices correspondent à des drains ou chenaux d'alimentation en eau (vérifiés sur le terrain et dans le tunnel ferroviaire du Peilhou) et les zones les plus résistantes au substratum (remontée vers 40 m et 90 m, Fig. 6). Nous pouvons ainsi observer, sur la section de résistivité et sur son interprétation, l'allure générale de la morphologie cachée du substratum (cryptorelief, Fig. 7).



**FIG. 6** Section de résistivité perpendiculaire au glissement du Peilhou.  
Peilhou landslide perpendicular resistivity cross section.



**FIG. 7** Interprétation géologique de la section de résistivité de la figure 6.  
Geological interpretation of the resistivity cross section figure 6.

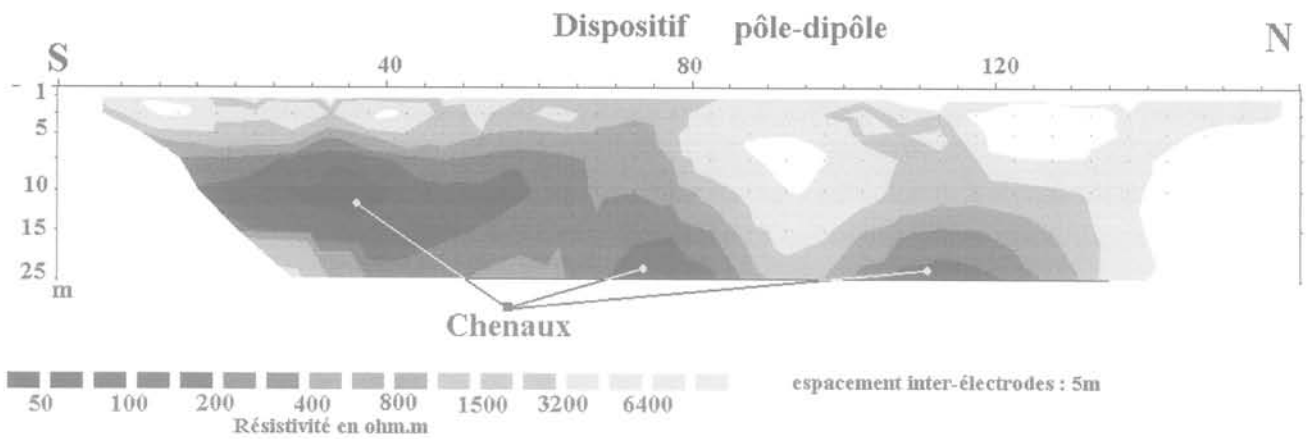


FIG. 8 Section de résistivité (pôle-dipôle) du site du Peilhou et localisation des chenaux.  
Peilhou resistivity pseudo section (pole-dipole) and localisation of drainage channels.

Les zones correspondant aux résistivités les plus faibles ont permis de mettre en évidence la présence d'un système de chenalisation interne favorisant l'alimentation en eau de la base du glissement. Les sections de résistivité permettent d'identifier des anomalies conductrices localisées correspondant à des chenaux qui sont associés à des arrivées d'eau massives observées dans le tunnel du Peilhou. La section de résistivité pôle-dipôle (Figs. 6 et 8) montre trois zones de fortes conductivités assimilées à une circulation d'eau (Bogoslovsky et Ogilvy, 1977 ; Lebourg *et al.*, 1999, 2000 ; Gallipoli *et al.*, 2000).

En effet, les observations de terrain nous ont permis de constater qu'il existe un système complexe d'alimentation en eau régi par la fracturation du substratum ainsi que par des chenaux interconnectés.

Ce sont les différentes phases de retrait glaciaire qui ont créé un système de chenalisation, avec granoclasement et départ des particules les plus fines donnant ainsi des axes de drainages préférentiels. Ces derniers peuvent provoquer une mise en charge importante propice à l'instabilité, occasionnant une rupture sous la forme de glissements de terrain et/ou de coulées. Dans d'autres conditions, glissement de Gouetsoule (Fig. 2) des sections de résistivité transversales mettent en évi-

dence la surface de glissement, caractérisée par une forte teneur en eau responsable des faibles résistivités rencontrées.

#### 4.2

### La polarisation spontanée : PS

Au cours de la réalisation de l'une des pseudo-sections implantées en travers du glissement de Gouetsoule (Fig. 2), la polarisation spontanée (PS) a été relevée pour les différents niveaux constituant la pseudo-section (Fig. 9). Ces résultats sont présentés sous formes de 5 séries de mesures à la figure 10. L'élévation progressive de la PS correspond au fait que, de la série 1 à la série 5, l'écart entre électrodes de mesure augmente chaque fois de 5 m. Ces mesures confirment l'existence d'une limite à 140-145 m de l'origine. La limite ainsi déterminée coïncide exactement avec celle qui peut être déduite de la pseudo-section. La chute brutale de la PS au passage de cette limite caractérise une infiltration d'eau (Ogilvy *et al.*, 1968, 1970, 1979 ; Bogoslovsky *et al.*, 1973). En réalité, sur le terrain nous notons localement la présence d'une zone humide entretenue par une intense circulation d'eau.

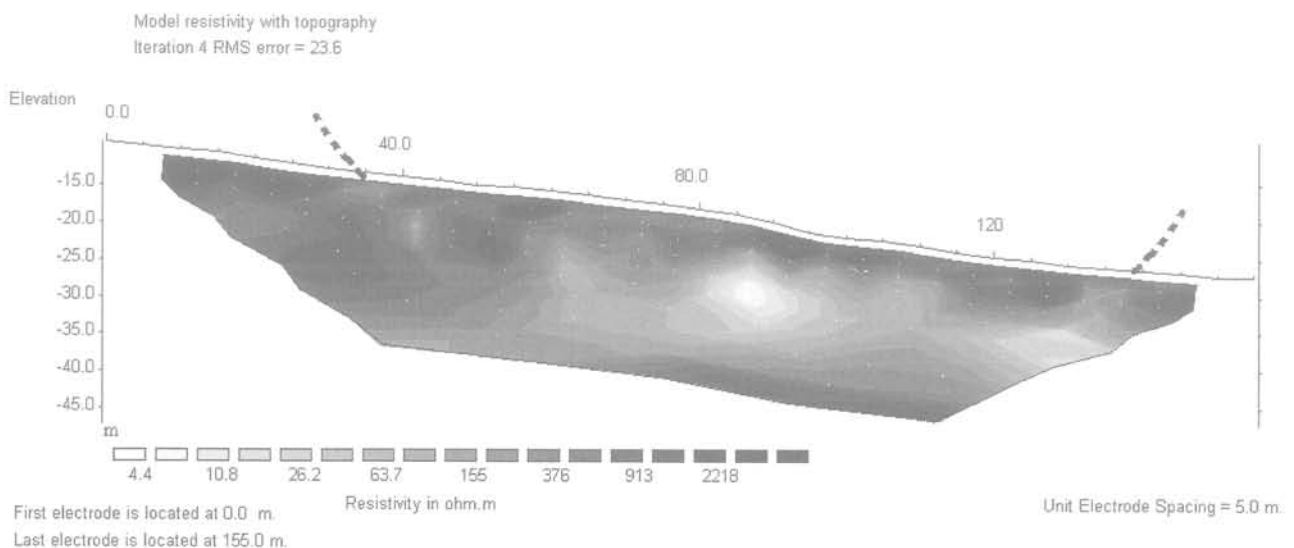


FIG. 9 Section de résistivité (dipôle-dipôle) du site de Gouetsoule.  
Gouetsoule resistivity pseudo section (dipole-dipole).

Les cinq séries de mesures enregistrées (Fig. 10) présentent une très bonne cohérence, même dans les détails les plus fins. La PS, qui n'est pas enregistrée lors de la réalisation des pseudo-sections, constitue un supplément d'information intéressant qui mériterait d'être expliquée jusque dans les plus petits détails.

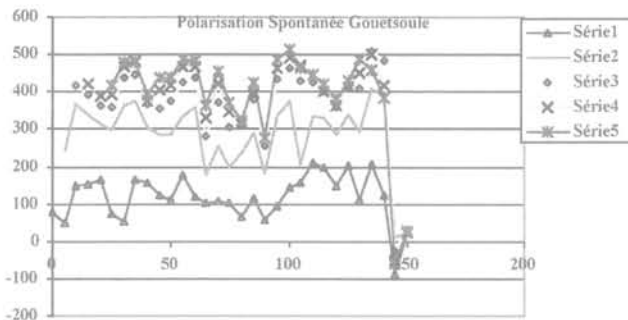


FIG. 10 Profils de PS (site de Gouetsoule). SP cross sections (Gouetsoule).

### 4.3

## Profilage électromagnétique (slingram)

Le profilage électromagnétique en configuration « slingram » à faible valeur du nombre d'induction (Mac Neil, 1980) a fait ses preuves, dans de nombreux domaines, pour l'étude de la subsurface. Nous avons donc tenté de l'utiliser à la faveur de l'ouverture d'une nouvelle piste traversant le glissement de Gouetsoule. Les mesures ont été effectuées en champ vertical et en champ horizontal, pour lesquelles les profondeurs d'investigation sont respectivement de l'ordre de 6 et 3 m. Les différences de conductivité électrique à ces différentes profondeurs permettent de distinguer la partie stable de celle qui est en mouvement.

En dehors des anomalies dues à des aménagements divers : pylône électrique (125 m), buse (210 m de longueur), la conductivité est identique pour les deux modes de mesure dans l'emprise du glissement, soit environ 8 mS/m (Fig. 11). En revanche, en dehors, au-delà de 160 m, la conductivité en champ vertical est toujours supérieure à celle mesurée en champ horizontal, ce qui traduit une plus grande proximité du substratum schisteux. L'épaisseur plus importante des dépôts morainiques affectés par le glissement pourrait être à l'origine des différences observées par cette méthode.

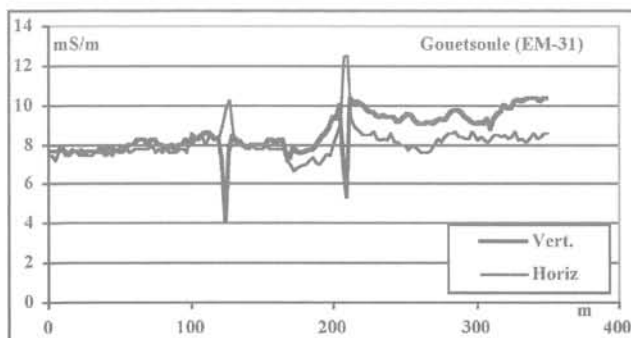


FIG. 11 Profils électromagnétiques. Electromagnetic cross section.

### 4.4

## Sondages électromagnétiques en domaine temporel (TDEM)

Cette méthode, applicable depuis peu aux études de subsurface, présente des avantages à différents points de vue. Comme toutes les méthodes électromagnétiques elle est plus sensible aux formations conductrices qu'aux niveaux résistants, ce qui, ici, peut être intéressant dans la mesure où, nous l'avons vu, la surface de glissement est généralement plus conductrice. Par ailleurs, la profondeur d'investigation est au moins de l'ordre des dimensions de la boucle d'émission, et suivant les résistivités rencontrées jusqu'à trois fois cette dimension (Kamenetsky *et al.*, 2000). Enfin le faible encombrement matériel permet de l'utiliser sur des sites peu accessibles. Par sa topographie escarpée et son manque d'accessibilité, le glissement des Gentianes se prêtait bien à ce type de mesures. Douze sondages y ont été réalisés avec une boucle de 25 m de côté (Fig. 12).

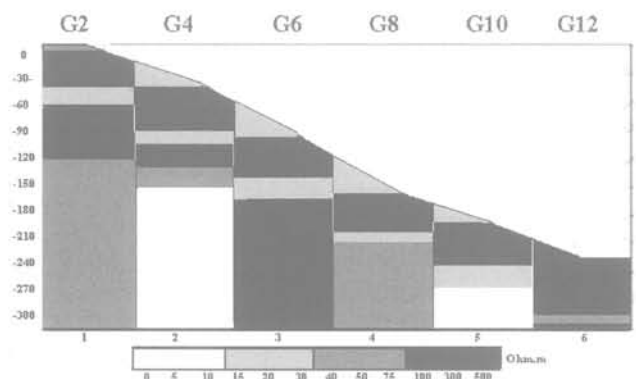


FIG. 12 Sondage TDEM sur le site de la Gentiane. Coupe longitudinale dans l'axe du glissement de la Gentiane (G2, G4, G6, G8, G10 et G12). Gentiane TDEM array. Gentiane landslide longitudinal cross (G2, G4, G6, G8, G10 and G12).

Les résultats sont obtenus par inversion à l'aide du logiciel Tem-Res (Fainberg et Barsukov, 1999), la convergence du processus et la cohérence des résultats nécessitent une bonne approximation en mode interactif.

Dans ces conditions, sur les coupes, les valeurs de résistivité et surtout les épaisseurs des niveaux situés au-dessous de 60-75 m par rapport à la surface sont à prendre avec précaution. Les douze sondages peuvent être regroupés en quatre familles se différenciant par la succession et l'épaisseur interprétée des couches. En surface nous trouvons un niveau moyennement résistant dont l'épaisseur n'est faible qu'à l'aval. Au-dessous, se présente un horizon résistant à très résistant 500 à 3 500  $\Omega.m$ , avec une forte épaisseur ( $\approx 30$  m), surmontant dans tous les cas une zone conductrice de 20 à 70  $\Omega.m$ , dont l'épaisseur de 10 à 25 m ne peut être définie avec précision.

Enfin, les sondages se terminent tous dans une formation résistante de 300 à plus de 500  $\Omega.m$ .

**TABEAU I Résultats des sondages électromagnétiques.**  
Electromagnetic survey results.

1 - G2, G3, G7		2 - G4, G5, G6		3 - G9, G10		4 - G11, G12	
Rho ( $\Omega.m$ )	H (m)	Rho ( $\Omega.m$ )	H (m)	Rho ( $\Omega.m$ )	H (m)	Rho ( $\Omega.m$ )	H (m)
110-140	7-9,5	150-190	11-14	65-75	1-2,5	500-700	27-35
400-600	36-38	3 600-5 000	27-40	2 000	40-50	2 000-2 150	35-45
60-90	10-20	470-520	4-20	20-60		30-80	
3 000		40-50	10 à 20	2 000		2 500	
		500 à 2 000					

Nous remarquons également que les niveaux les plus résistants se trouvent dans la partie moyenne du glissement (G4, G5, G6) ce qui correspond aussi à la pente la plus forte.

L'épaisse formation résistante correspondrait à la masse déplacée, tandis que la couche la plus conductrice représenterait la base du glissement, dont la teneur en eau serait plus élevée, au contact du substratum résistant.

5

## Conclusion

Nous avons, au travers de cette note, présenté les différents facteurs caractéristiques des glissements de terrain observables par mesures indirectes. En cela, l'approche par des méthodes géophysiques a permis d'évaluer l'épaisseur des sédiments engagés dans des glissements, d'en préciser leurs limites géométriques, de mettre en évidence la présence d'un système de che-

nalisation interne favorisant l'alimentation en eau interne du glissement mais aussi les surpressions interstitielles déstabilisatrices et de confirmer l'existence d'un cryptorelief. L'utilisation conjointe de différentes méthodes doit être constamment développée, certaines d'entre elles se distinguant par leur rapidité et/ou la légèreté des équipements (EM, TDEM), ou par l'intérêt de leurs réponses (résistivité). D'autres caractéristiques liées aux glissements de terrain peuvent être atteintes par des méthodes géophysiques telles que la sismique réflexion, sismique réflexion ou radar. La légèreté des matériels, nécessaires à la mise en œuvre de certaines méthodes, rend celles-ci mieux adaptées aux terrains accidentés. Ces méthodes non destructives ne sont pas suffisantes en soi et elles peuvent être accompagnées par la pose de piézomètres, ce qui permet de préciser les conditions hydrauliques utilisées dans les calculs de stabilité. Enfin, la localisation de drains d'alimentation en eau, non visibles à l'affleurement, mais présents dans le sol, permet d'envisager à plus long terme une utilisation systématique de profils de résistivités pour une meilleure analyse des glissements de terrain.

## Bibliographie

- Bogaard T.A., Van Asch T.W.J. - « Geophysical and hydrochemical investigation of a complex large-scale landslide in southern France ». 8th International Symposium on Landslides, Norvège, 1996, p. 643-647.
- Bogoslovsky V.A., Ogilvy A.A. - « Geophysical methods for the investigation of landslides ». *Geophysics* vol. 42, n° 3, 1977, p. 562-571.
- Caris J.P.T., Van Asch T.W.J. - « Geophysical, geotechnical and hydrological investigations of a small landslide in French Alps ». *Engineering Geology* n° 31, 1991, p. 249-276.
- Coussot P. - « Rhéologie des boues et laves torrentielles. Étude de dispersions et suspensions concentrées ». *Série montagne* n° 5, 1993, CEMAGREF, 413 p.
- Durville J.-L. - « Mécanisme et modèles de comportement des grands mouvements ». *Bull. Inter. Ass. Engineering Geology*, n° 45, 1992, p. 25-42.
- Fabre R., Lebourg T., Clément B. - « Les dépôts morainiques holocènes de la zone axiale pyrénéenne : approche déterministe de leur instabilité dans le secteur de Verdun sur Ariège (Pyrénées centrales) ». *Bull. Engineering Geology Environment* vol. n° 58, 2000, p. 133-143.
- Fainberg E., Barsukov P. - *Tem- researcher manual*. Netherlands, AEMR, 1999.
- Flageolet J.C., Maquaire O., Martin B., Weber D. - « Landslides and climatic conditions in the Barcelonnette and Vars basins (Southern French Alps, France) ». *Geomorphology*, Elsevier, n° 30, 1999, p. 65-78.
- Gallipoli M.R., Lapenne V., Orenzo P., Mucciarelli M., Perrone A., Piscitelli S., Sdao F. - « Comparison of geological and geophysical prospecting techniques in study of a landslide in southern Italy ». *Eur. J. Environmental and Engineering Geophysics*, n° 4, 2000, p. 117-128.
- Kamenetsky F., Oelsner C. - « Distorsion of EM transients in coincident loops at short time delays ». *Geoph. Prosp.* vol. 48, n° 6, 2000, p. 983-993.
- Lebourg T. - « Analyse géologique et mécanique de glissements de terrain dans des moraines des Pyrénées centrales et occidentales (France) ». Thèse de l'Université Bordeaux I, 2000, 363 p.
- Lebourg T., Fabre R., Clément B. - « Glacial tills instability on mountainsides, influence of the geomorphologic inheritance and the heterogeneity, for forecasting the behaviour of slope movements ». 8th International Symposium on Landslides, Cardiff, 2000, p. 887-892.
- Lebourg T., Frappa M., Sirieux C. - « Reconnaissance des surfaces de rupture dans les formations superficielles instables par mesures électriques ». *Pangea*, n° 31-32, 1999.
- Loke M.H. - « Rapid 2D resistivity inversion using the least-squares method ». ABEM Instruments, AB, Sweden, 1996.
- McNeil J.D. - « Electromagnetic terrain conductivity measurement at low induction numbers ». Technical note TN-6, Geonics, 1980, 29 p.
- Ogilvy A.A., Ayed M.A., Bogoslovsky V.A. - « Geophysical studies of water leakages from reservoirs ». *Geophys. Prospec.* vol. 17, n° 1, 1969, p. 32-62.
- Ogilvy A.A., Bogoslovsky V.A. - « The possibilities of geophysical methods applied for investigating the impact of man on the geological medium ». *Geoph. Prosp.* vol. 27, n° 4, 1969, p. 775-789.
- Sorgi-de-Gennaro C. - « Contribution à l'étude des facteurs climatiques, géologiques et géotechniques contrôlant la génération de laves torrentielles. Application au secteur de Saint-Martin-de-la-Porte (Savoie, France) ». Thèse ENSMP, 1999, 172 p.
- Wong H.N. - « Keynote lecture: Landslides in Hong Kong ». 8th International Symposium on Landslides, Cardiff UK, Telford Ed, 2000.

au LCPC

## ÉTANCHÉITÉ PAR GÉOMEMBRANES DES OUVRAGES POUR LES EAUX DE RUISSELLEMENT ROUTIER

Co-édition LCPC-SETRA

**Guide technique**

21 x 29,7 cm, 95 + 71 p., 30,49 €

## COMMANDE ET CONTRÔLE DES RECONNAISSANCES GÉOTECHNIQUES DE TRACÉS

Coédition LCPC-SCETAUROUTE

Collection « Techniques et méthodes des LPC – série Guide technique »

21 x 29,7 cm, 148 p., 33,54 €

aux Presses de l'ENPC

**ROSA 2000**

## Recommandations pour le Calcul aux États limites des Ouvrages en Site Aquatique

Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement  
Centre d'études techniques maritimes et fluviales

Les recommandations pour le calcul aux états-limites des ouvrages en site aquatique, présentées dans le CD-ROM **ROSA 2000**, sont un ensemble de fascicules techniques harmonisés. Elles sont destinées à guider le projeteur dans l'application concrète des méthodes de justification aux états-limites aux projets d'ouvrages neufs en site aquatique, avec un usage généralisé des coefficients partiels.

Les règles de justification sont cohérentes avec les Eurocodes, tout spécialement l'EN 1990 « bases du calcul », et, en France, avec les directives communes de 1979 sur le calcul des constructions.

Les recommandations harmonisent le vocabulaire relatif à la sécurité des ouvrages.

CD-Rom, 200 €



# Analyse de scénarios d'événements « laves torrentielles » dans le bassin versant de l'Arbonne (Bourg-Saint- Maurice, Savoie, France)

P. LAUGIER  
R. COJEAN

Centre de géologie de  
l'ingénieur  
EMP/ENPC/UMLV  
Université Marne-la-Vallée,  
Bâtiment IFI  
5, boulevard Descartes,  
Champs-sur-Marne  
77454 Marne-la-Vallée  
Cedex 2  
laugier@cgi.ensmp.fr,  
cojean@cgi.ensmp.fr

## Résumé

L'analyse de scénarios réalistes d'événements « laves torrentielles », dans un bassin versant donné, contribue à la prévention des risques. Elle nécessite la reconnaissance des zones sources de matériaux mobilisables et des processus élémentaires à l'origine de la génération des laves torrentielles. Cinq facteurs de prédisposition sont identifiés, liés aux angles de pentes, aux caractéristiques géologiques et hydrogéologiques des formations superficielles et du substratum, à l'érodabilité des formations géologiques et aux conditions de mouvements de masse, à la granularité des matériaux des zones sources et aux volumes disponibles dans ces zones. La cartographie des indices correspondant à ces facteurs permet d'établir une carte de synthèse de l'aléa « génération de laves torrentielles ». L'application au bassin versant de l'Arbonne, permet de mettre en évidence les zones sources de matériaux et les processus potentiels de génération de laves torrentielles. Des scénarios d'événements sont construits, prenant appui sur la connaissance du fonctionnement hydrologique du bassin versant tirée de données d'archives et sur la mise en œuvre de techniques d'analyse (« arbres d'événements », « arbres de défauts ») inspirées de celles mises en œuvre dans le domaine des risques industriels.

*Mots-clés* : lave torrentielle, facteur de prédisposition, cartographie d'aléa, processus de génération, scénario d'événement, Arbonne.

# Analysis of scenarios of debris flow events in the arbonne catchment (Bourg-Saint-Maurice, Savoie, France)

## Abstract

The analysis of scenarios of debris flow events, in a given catchment, contributes to risk prevention. Source area materials have to be identified as well as elementary processes of initiation and mobilization of debris flows. Five predisposition factors are identified, related to slope angle, geological and hydrogeological conditions of superficial deposits and bedrock formations, slope erodibility and mass movement conditions, grain size distribution of source area materials and available volumes in these source areas. The mapping of the corresponding indexes allows to elaborate a synthetic hazard map related to « debris flow initiation ».

## Introduction

L'érosion torrentielle, très active dans le domaine alpin, est responsable de crues torrentielles et laves torrentielles (ou *debris flows*) parfois catastrophiques. Peu connues du « grand public » et souvent confondues par les médias avec les coulées boueuses ou les écoulements torrentiels classiques, les laves torrentielles sont des phénomènes spécifiques des régions de montagne, souvent déclenchés par de violentes pluies d'orage. Des volumes importants de roches et de sols gorgés d'eau, en général de plusieurs dizaines de milliers de mètres cubes par événement, peuvent alors être mobilisés sur les pentes et s'écouler dans le chenal du torrent, donnant l'impression que celui-ci vomit une lave, tel un volcan. Un garde forestier décrit une « lave », déclenchée le 13 août 1876 par un violent orage sur les crêtes du bassin versant du Faucon, près de Barcelonnette (Alpes-de-Haute-Provence), en ces termes :

« A mes pieds, le lit du torrent, profond de huit mètres environ et large de vingt-cinq mètres, est presque à sec, malgré l'orage. Mais regardant en amont, dans la direction des chutes qui se trouvent à cet endroit, je vois une immense masse noire qui s'avance comme un mur et presque sans bruit, descendant le lit du torrent. C'était la lave qui venait de la montagne et qu'il m'était donné d'observer dans toute son intensité [...]. C'est un amalgame de terre et de blocs de grosseurs variées, ayant à peine la fluidité du béton. En avant, à moitié prise dans cette boue très épaisse, une avant-garde de gros blocs cubant parfois jusqu'à cinq et six mètres cubes semble poussée par la lave. Ces rochers, qui sont entraînés pendant quelques minutes, sont engloutis dans le chaos qui les suit dès qu'ils trouvent un obstacle qui les arrête. Ils sont alors remplacés par d'autres, qui sont poussés et bientôt engloutis à leur tour [...]. Cependant cette lave devient de plus en plus liquide et dès lors animée d'une vitesse toujours croissante. L'eau, arrivant avec une grande force, forme des lames qui atteignent jusqu'à 2 mètres de hauteur [...]. Elles entraînent ainsi les blocs assez gros qui souvent paraissent à la surface, s'entrechoquent sans cesse et font un épouvantable fracas [...]. Enfin l'eau devient presque claire, se creuse un passage au milieu des débris. »

Cette description, d'un grand réalisme, rassemble des éléments essentiels sur le phénomène « lave torrentielle », objet de nombreux travaux de recherche quant aux processus d'initiation et de mobilisation, d'écoulement et de dépôt. Une fois formée et chenalisée dans le lit du torrent, la lave torrentielle s'écoule par bouffées successives, avec des vitesses variant de quelques m/s à plus de 20 m/s suivant les cas. Les dommages aux ouvrages de correction torrentielle dans le bassin versant (seuils et barrages), aux zones

The application to the Arbonne catchment highlights source areas and debris flow initiation and mobilization processes. Scenarios of debris flow events are elaborated. They rely on the knowledge of the catchment hydrological behaviour, derived from archives data, and the implementation of analysis techniques (« event tree » and « fault tree ») inspired by industrial risk methods.

**Key words :** debris flows, predisposition factor, hazard mapping, initiation processes, event scenario, Arbonne.

d'habitat sur le cône de déjection du torrent ou dans la vallée principale, aux infrastructures (routes, voies ferrées, etc.) peuvent être considérables. Un événement « lave torrentielle » peut se développer sur quelques heures ou plusieurs jours consécutifs et représenter des volumes de quelques dizaines à quelques centaines de milliers de m<sup>3</sup>. Chaque bassin versant semble avoir un comportement spécifique dans la mesure où la génération de laves torrentielles est contrôlée par le contexte géologique et géomorphologique, par l'héritage des périodes froides du Quaternaire et, dans certains cas, par l'action de l'homme (impact des stations d'altitude sur le milieu naturel, etc.). Tel bassin versant produira chaque année une ou plusieurs laves torrentielles, tel autre ne produira une lave, éventuellement catastrophique, que tous les 5 ans ou tous les 30 ans. Les estimations des probabilités de volumes ou de débits de laves torrentielles, dans un bassin versant donné, sont ainsi difficiles à réaliser ou peu précises.

Dans cet article on s'applique à décrire les facteurs de prédisposition et les processus de génération, ainsi qu'à définir des scénarios réalistes d'événements prenant appui sur une méthodologie d'étude toujours en cours de perfectionnement. La méthode d'analyse est développée sur le bassin versant de l'Arbonne (région de Bourg-Saint-Maurice, Savoie).

## Environnements climatique, géologique et hydrologique du bassin versant de l'Arbonne

### Données générales

Le climat de la région de Bourg-Saint-Maurice est de type intra-alpin, avec une température moyenne annuelle de 9 °C, un module pluviométrique de 940 mm/an (moyenne sur la période 1946-1999) mesurés à la station de Bourg-Saint-Maurice et une persistance du manteau neigeux de l'ordre de 5 mois au-dessus de la cote 1 500 m.

Ce bassin versant, situé au nord-ouest de Bourg-Saint-Maurice, présente une superficie d'environ 15 km<sup>2</sup>. Il est limité au NW et au nord par une ligne de crête bien marquée, allant du Grand Châtelet au Fort de La Platte, en passant par Le Roignais, le Roc de l'Enfer et les Deux Antoinettes (Figs. 1 et 2). Au SW et au sud, de même qu'à l'est, il est limité par une ligne de crête d'interfluves peu marquée dans la topographie.

L'axe de drainage principal est orienté NW-SE. Du point culminant (pic du Roignais, cote 2 995 m) à l'apex

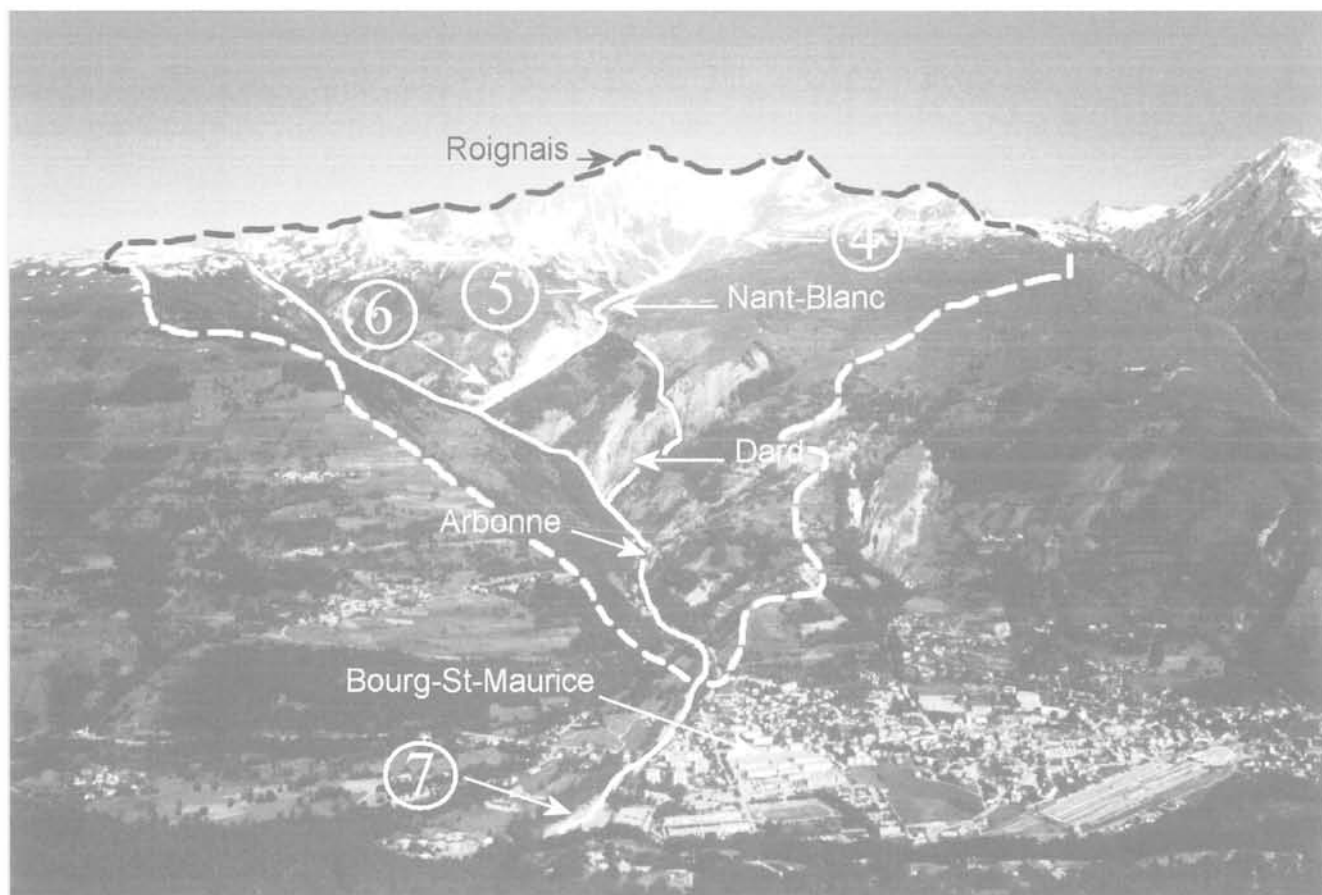


FIG. 1 Vue d'ensemble du bassin versant de l'Arbonne (photos des figures 4, 5, 6 et 7 repérées).  
General view of the Arbonne catchment (photos of figures 4, 5, 6 and 7 located).

du cône de déjection (cote 900 m), ou au point de confluence avec l'Isère (cote 800 m), on mesure une pente moyenne respectivement de 20° ou 18°. Des pentes bien plus fortes s'observent évidemment au pied des crêtes du Roignais (ancien cirque glaciaire) et dans les gorges étroites du Nant-Blanc, principal affluent rive gauche de l'Arbonne. Ce torrent est reconnu pour être à l'origine des plus fortes laves torrentielles produites dans le passé.

## 2.2

### Cadre géologique

#### 2.2.1

#### Les formations du substratum

Le contact chevauchant de la *zone briançonnaise* sur la *zone valaisanne* traverse le bassin versant, le torrent de l'Arbonne suivant ce contact sur une grande partie de son parcours (Fig. 3). Entre ces deux unités tectoniques, la *zone des gypses*, d'une part, et la *zone sub-briançonnaise*, d'autre part, affleurent près de la confluence de l'Arbonne et du Nant-Blanc. Une zone qualifiée d'« origine paléo-géographique incertaine » affleure au nord du bassin versant jusqu'au Roc de l'Enfer.

La *zone briançonnaise* est représentée par des formations du Houiller (Carbonifère), constituées d'alter-

nances de schistes, grès et anthracite. Le versant rive droite de l'Arbonne est modelé dans cette zone.

La *zone des gypses*, siège de différents processus de dissolution très actifs, chevauche la zone d'« origine paléo-géographique incertaine ». Elle est composée de gypses triasiques, ainsi que de cargneules très altérées. Elle englobe l'écaïlle tectonique de la *zone sub-briançonnaise*.

La *zone d'« origine paléo-géographique incertaine »* constitue une grande partie du versant nord. Elle est constituée principalement de formations du Houiller. Cette zone présente de nombreuses failles d'orientation WSW-ENE, principalement entre le Roc de l'Enfer et les Deux Antoinettes.

La *zone valaisanne* est représentée dans le haut bassin versant par le flysch de Tarentaise (Crétacé supérieur).

#### 2.2.2

#### Les formations superficielles

D'une grande diversité, elles reflètent la complexité géologique du bassin versant. Elles portent la marque d'un héritage glaciaire par la présence de nombreux dépôts morainiques et de nombreuses « masses glissées » anciennes, aujourd'hui reprises par des processus plus récents de glissements et d'érosion particulière. Au pied des hautes pentes rocheuses du Roignais et des crêtes nord, des éboulis caillouteux proviennent de la désagrégation des versants modelés dans les « Flyschs de Tarentaise ». Les formations du Houiller

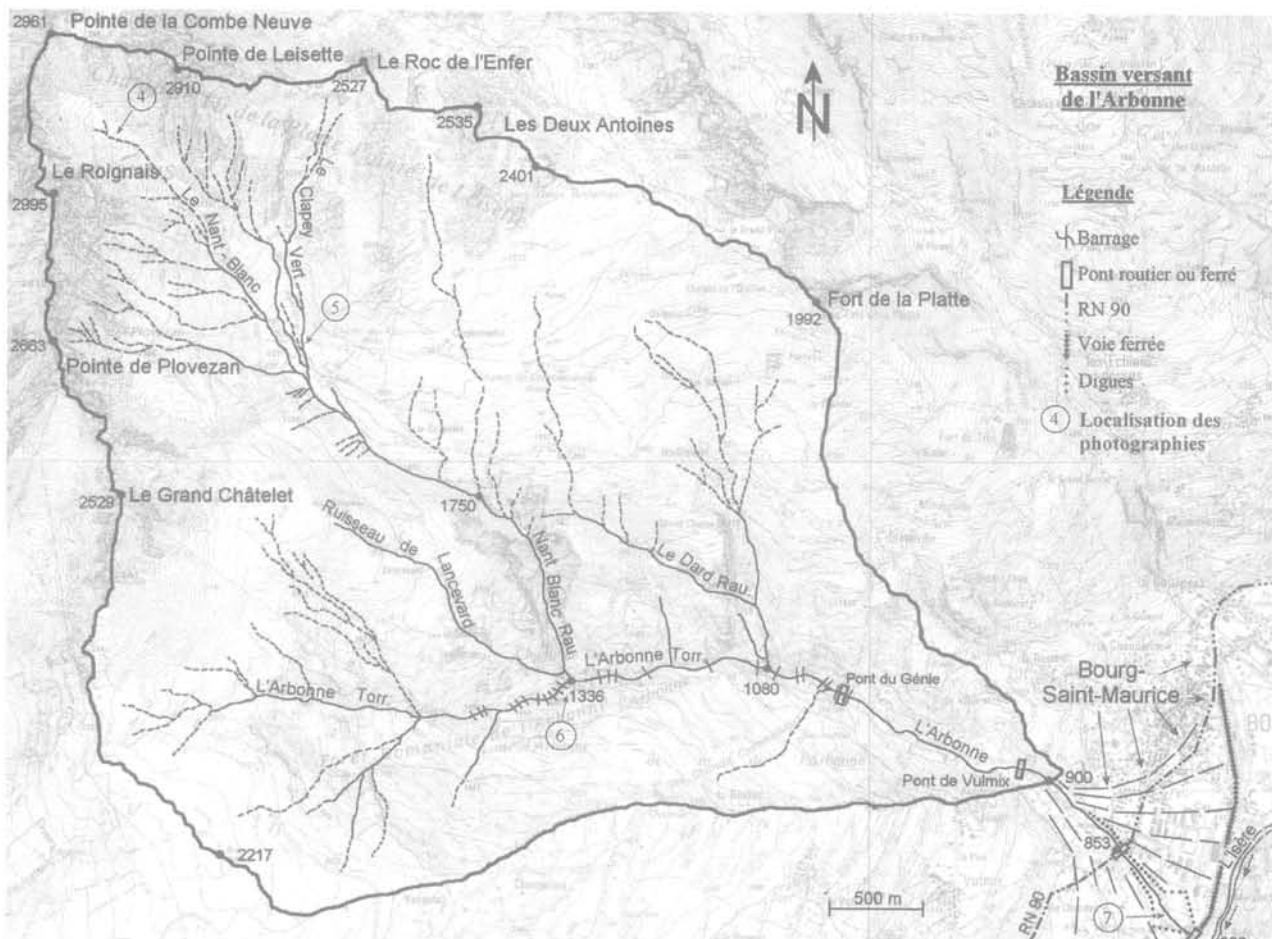


FIG. 2 Réseau de drainage du bassin versant de l'Arbonne, ouvrages de correction torrentielle et zone aval menacée (photos des figures 4, 5, 6 et 7 repérées).  
Drainage pattern of the Arbonne catchment, engineering works related to torrent activity control and downstream endangered area (photos of figures 4, 5, 6 and 7 located).

briançonnais, instables en de nombreux endroits, génèrent en rive droite du torrent de l'Arbonne des masses glissées et des colluvions schisteuses et argileuses. Au niveau de la gorge du Nant-Blanc, c'est l'érosion rapide des berges de gypse et de cargneules qui est à l'origine d'ébouillements grossiers hétérométriques.

Les moraines anciennes couvrent une grande partie du bassin versant. Quelques cordons morainiques sont visibles ainsi que d'anciennes formations de « glaciers rocheux » en altitude. Plus souvent il s'agit de dépôts glaciaires repris dans des processus de solifluxion ou de glissement de terrain.

Des alluvions torrentielles et surtout les dépôts de laves torrentielles, s'observent le long du cours du Nant-Blanc en amont des gorges, au niveau de sa confluence avec l'Arbonne et dans le cours inférieur de l'Arbonne.

## 2.3

### Cadre hydrologique et hydrogéologique

#### 2.3.1

#### Principaux torrents

L'Arbonne et le Nant-Blanc constituent les deux axes de drainage du bassin versant. L'axe majeur, de 7 km de

longueur, est constitué par le Nant-Blanc et le cours inférieur de l'Arbonne après la confluence Nant-Blanc/Arbonne (cote 1 336 m). Un rôle secondaire est joué par le ruisseau de Lancevard et le ruisseau du Dard.

Le Nant-Blanc prend sa source au niveau du cirque du Roignais (Fig. 4) et draine l'ensemble des plus hautes pentes du bassin versant. Puis la pente s'atténue jusqu'à 10° environ, dans une zone d'épandage naturel de dépôts torrentiels et de laves torrentielles, « en transit » entre les cotes 2 100 m et 1 900 m (Fig. 5). La pente s'accroît plus en aval au passage des impressionnantes gorges du Nant-Blanc, le torrent excavant gypse et cargneules (Fig. 6). Le torrent du Nant-Blanc est connu pour la formation de laves torrentielles dévastatrices, par purges de dépôts torrentiels accumulés dans son lit ou par ruptures de ses berges, accompagnées d'embâcles de dépôts dans le lit du torrent puis rupture de ces barrages naturels et formation de laves. Mougins (1914) relate le comportement capricieux de ce torrent, en particulier sa disparition au milieu du XV<sup>e</sup> siècle à la faveur de la formation d'un écoulement karstique ou du décolmatage d'anciennes galeries karstiques, ce qui effraya les populations, puis sa réapparition en surface sept ans plus tard, sans doute par nouveau colmatage ou effondrement du réseau karstique. Il s'en suivit une rupture brutale des berges gypseuses et la formation d'une lave exceptionnelle qui submergea une grande partie de la ville de Bourg-Saint-Maurice (« seule de tous les édifices envahis, la flèche du clocher émergeait

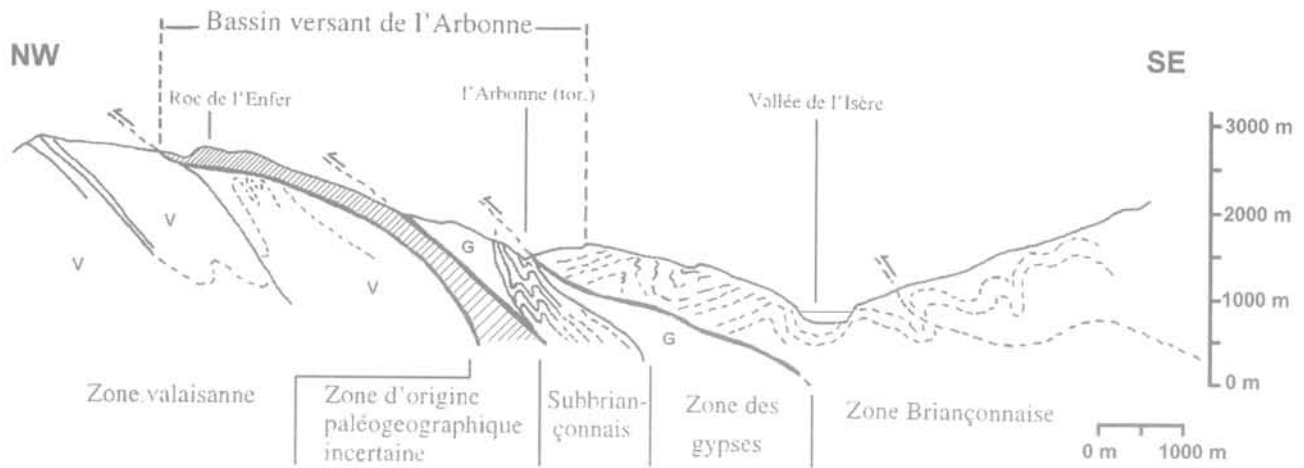


FIG. 3 Coupe géologique simplifiée NW-SE du bassin versant de l'Arbonne (d'après la carte géologique 1/50 000, n° 727, BRGM).  
NW-SE simplified geological cross-section of the Arbonne catchment (after geological map 1/50 000, n° 727, BRGM).

du milieu des déjections et des boues ») qui fut reconstruite plus à l'est, quelque peu à l'écart du chenal d'écoulement de l'Arbonne.

L'Arbonne, en aval de sa confluence avec le torrent du Nant-Blanc, présente un lit encaissé, avec des passages en gorges rocheuses, avant d'atteindre le cône de déjection qui se développe sur une superficie d'environ 100 ha. L'activité torrentielle de l'Arbonne, amplifiée par celle du Nant-Blanc, est assez forte pour avoir repoussé le cours de l'Isère sur sa rive gauche, processus régulièrement entretenu, notamment lors de la crue du 24 juillet 1996 (Fig. 7).

### 2.3.2

#### La capture du Dard par le Nant-Blanc

Un ensemble d'éléments morphologiques et géologiques concourent à mettre en évidence un phénomène d'érosion très spectaculaire, vraisemblablement d'âge holocène : la capture du ruisseau du Dard par le torrent du Nant-Blanc. Ainsi peut-on observer l'alignement du cours moyen du torrent du Nant-Blanc avec la courte section supérieure du ruisseau actuel du Dard (Fig. 2),

section particulièrement creusée alors que pratiquement aucun écoulement ne s'y observe aujourd'hui et que le bassin d'alimentation de cette section est extrêmement réduit. A ce niveau on observe de plus un coude marqué dans le parcours du Nant-Blanc dont la direction passe de NW-SE à N-S. Enfin, le Nant-Blanc présente une rupture de pente significative juste en amont de ce raccordement. Ce torrent, alors qu'il n'était qu'un court affluent rive gauche de l'Arbonne, a capturé par érosion régressive tout le bassin versant amont d'un ancien Dard. Le Nant-Blanc est aujourd'hui dans une phase d'érosion spectaculaire, de par la nature des matériaux constituant ses berges dans sa partie aval (gypse, cargneules) et de par le processus d'érosion qui se propage au-delà de cette zone de capture vers l'amont, à partir de la rupture de pente indiquée, le torrent n'ayant pas atteint un profil d'équilibre stabilisé dans cette partie de son cours.

L'intensité des phénomènes d'érosion associés à cette morphologie en pleine évolution explique l'importance des zones de versant déstabilisées ou en proie à un ravinement intense et l'importance des zones sources de laves torrentielles dans cette partie du bassin versant.



FIG. 4 Cirque du Roignais (Flyschs de Tarentaise, éboulis instables), cote 2 995-2 150.  
Roignais cirque (Tarentaise Flyschs, unstable scree), elevation 2,995-2,150.



FIG. 5 Zone d'épandage naturel des laves torrentielles, en amont de la gorge du Nant-Blanc, cote 2 150-2 000.  
Natural debris flows deposition area, upstream from Nant-Blanc gorges, elevation 2,150-2,000.

## Méthodologie de cartographie de l'aléa « génération de laves torrentielles »

## 3.1

### Introduction

Les laves torrentielles sont généralement déclenchées par un événement climatique exceptionnel, mais elles s'expliquent par un contexte géomorphologique et climatique donné, l'historique de certains aménagements dus à l'homme pouvant apporter une part d'explication.

Des travaux récents sur la génération de laves torrentielles (Bonnet-Staub, 1998 ; Cojean et Staub, 1998) ont montré que les zones sources de matériaux à l'origine de la génération de laves torrentielles, présentent un ensemble de caractéristiques spécifiques. L'analyse d'un bassin versant fait ainsi apparaître des facteurs de prédisposition au déclenchement des laves torrentielles (cinq catégories de facteurs ou conditions ont été retenues) : conditions de relief, conditions de matériaux et de structures géologiques, conditions d'érodabilité (incluant le degré d'ouverture de la couverture végétale) et de mouvements de versants, conditions géotechniques relatives aux matériaux des zones sources et conditions de volume mobilisable au cours d'un même événement. La cartographie de ces facteurs de prédisposition conduit à l'élaboration de cinq cartes analytiques d'où est dérivée une carte de synthèse relative à l'aléa « génération de laves torrentielles ». Cette carte met en évidence des zones sources particulières à partir desquelles peuvent être identifiés des processus d'initiation et de mobilisation de laves torrentielles (Cojean et Genevois, 1999).

D'un point de vue méthodologique, la démarche est directement inspirée de travaux initiés dans les années 60-70 et poursuivis depuis, traitant de cartographie géotechnique (Sanejouand, 1972 ; Dearman et Fookes, 1974 ; IAEG, 1976), cartographie environnementale (McHarg, 1969), cartographie des aléas et des risques naturels (Antoine et Pachoud, 1976 ; Varnes, 1984 ; Leroi, 1996 ; CFGI, 2000).

## 3.2

### Caractérisation des cinq facteurs de prédisposition à l'initiation de laves torrentielles

## 3.2.1

#### Indice $I_{SA}$ (Slope Angle Index)

Cet indice, en rapport avec des conditions d'énergie potentielle, de pente et de dénivelé contrôle l'intensité des forces érosives lors de pluies intenses ou d'orages de grêle ainsi que les gradients hydrauliques des écoulements hypodermiques qui se développent au sein des formations superficielles. Il est directement en



**FIG. 6** Gorge du Nant-Blanc. Gypse et éboulis instables en rive droite, cargneules en rive gauche. Masses glissées anciennes à l'arrière-plan, cote 1 750-1 350.  
Nant-Blanc gorges. Gypsum and unstable screens on the right bank and cargneule on the left bank. Failed masses in the background, elevation 1,750-1,350.

rapport avec les conditions de stabilité des pentes.

Les différentes classes de pente retenues pour ce bassin versant sont les suivantes :



**FIG. 7** Plage de dépôt (en partie artificielle) de l'Arbonne. Vue vers l'aval (voie ferrée sur la gauche), cote 850-800.  
Deposition area of the Arbonne torrent. Downstream view (railway track on the left), elevation 850-800.

TABLEAU I

Valeurs de l'indice  $I_{AV}$  en fonction des volumes et des types de matériaux.  
 Values of  $I_{AV}$  index as a function of volumes and types of materials.

Volumes	Matériaux de dépôts torrentiels	Matériaux de berges instables et de zones d'érosion	Matériaux de versants instables et facilement mobilisables par un torrent	Autres (versants)
< 1 000 m <sup>3</sup>	3	2	1	1
1 000 à 5 000 m <sup>3</sup>	3	2	1	1
5 000 à 30 000 m <sup>3</sup>	4	3	2	1
30 000 à 100 000 m <sup>3</sup>	4	3	2	1
> 100 000 m <sup>3</sup>	5	4	3	1

- $I_{SA} = 5$  : pentes supérieures à 40° ;
- $I_{SA} = 4$  : pentes comprises entre 40° et 25° ;
- $I_{SA} = 3$  : pentes comprises entre 25° et 10° ;
- $I_{SA} = 2$  : pentes comprises entre 10° et 5° ;
- $I_{SA} = 1$  : pentes inférieures à 5°.

Les valeurs seuils sont choisies en fonction des angles d'équilibre limite de quelques catégories de formations superficielles (éboulis de gravité, etc.) ou en rapport avec les conditions de pentes de mobilisation de matériaux suivant différents processus de glissement de terrain ou de départ de lave torrentielle.

### 3.2.2

#### Indice $I_{GH}$ (Geological and Hydrogeological Index)

Cet indice rend compte du contexte lithologique, structural, hydrologique et hydrogéologique concernant les formations superficielles et le substratum. Il s'applique à des zones considérées comme zones sources potentielles, sans méconnaître le rôle de bassin de réception hydrologique et hydrogéologique pouvant être joué par les secteurs en amont de ces zones.

Les différentes classes retenues pour cet indice sont les suivantes :

- $I_{GH} = 5$  : dépôts torrentiels, zones d'« embâcles » dans un chenal, gypse altéré, éboulis de gravité actifs ;
- $I_{GH} = 4$  : moraines récentes, formations de pente sur gypse ;
- $I_{GH} = 3$  : altérites schisto-gréseuses, masses de Houiller glissées, moraines anciennes ;
- $I_{GH} = 2$  : éboulis de gravité stabilisés, cargneules, schistes du Houiller, marno-calcaires ;
- $I_{GH} = 1$  : calcaires, dolomies, quartzites, flyschs de Tarentaise, schistes et grès du Houiller sain.

### 3.2.3

#### Indice $I_{EM}$ (Erodibility and Mass Movement Index)

Cet indice, en rapport avec l'érodabilité des pentes et l'état de stabilité des versants ou des berges du torrent, conditionne la production plus ou moins aisée de matériaux solides. Le degré d'ouverture de la couverture végétale, son absence totale bien souvent et les indices d'érosion active sur certaines pentes permettent de juger de la disponibilité des matériaux qui seraient soumis à des pluies érosives ou des averses de

grêle. Les déformations en cours, visibles sur certains versants, ou l'état de rupture caractérisé permettent de juger de la résistance au cisaillement mobilisable dans les matériaux concernés : résistance de pic ou résistance résiduelle.

Les différentes classes retenues pour cet indice sont les suivantes :

- $I_{EM} = 5$  : zones comportant des indices d'instabilité généralisée (berges instables, glissements de terrain actifs) ;
- $I_{EM} = 4$  : zones de ravinement, zones d'« embâcles » dans un chenal, avec risque de rupture ;
- $I_{EM} = 3$  : zones de solifluxion et de gélifluxion ;
- $I_{EM} = 2$  : zones de mouvements de versant anciens stabilisés (éboulis de gravité, masses glissées, anciens glissements) ;
- $I_{EM} = 1$  : zones stables.

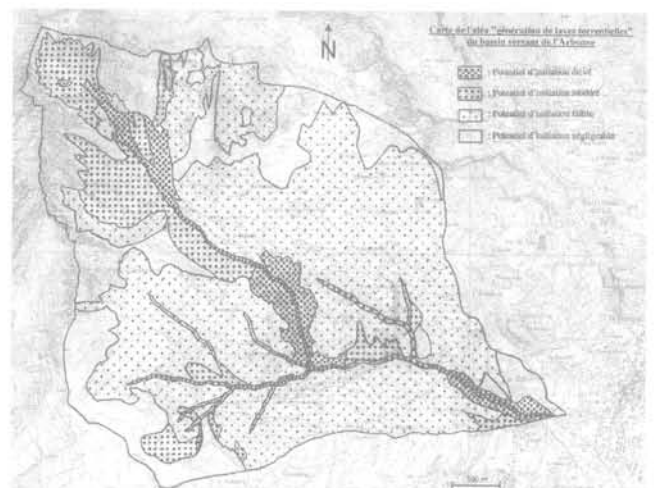


FIG. 8

Carte de l'aléa « génération de laves torrentielles » du bassin versant de l'Arbonne (1/25 000).

« Debris flows initiation » hazard map of the Arbonne catchment (1/25,000).

### Indice $I_{GS}$ (Geotechnical or Grain Size Distribution Curve Index)

Cet indice, lié aux caractéristiques pétrophysiques et mécaniques des matériaux constituant les zones sources potentielles, contribue à définir l'érodabilité et la mobilité des matériaux susceptibles de contribuer à la formation d'une lave torrentielle. Le paramètre granularité semble jouer le rôle primordial, suivant les travaux de Bonnet-Staub (1998). Deux fuseaux granulométriques définis à partir de la matrice (fraction inférieure à 20 mm) ont été identifiés pour les matériaux des zones sources de laves torrentielles à matrice granulaire d'une part, à matrice cohésive d'autre part. La coupure 50  $\mu\text{m}$  permet de bien séparer ces deux types de matériaux, de même que d'autres types de matériaux peu susceptibles d'être mobilisés en laves (matériaux trop granulaires ou trop argileux).

Les différentes classes retenues pour cet indice sont les suivantes :

- $I_{GS} = 5$  : formations superficielles avec 16 % < ( $\% < 50 \mu\text{m}$ ) < 40 % : dépôts torrentiels, altérites schisteuses du Houiller, dépôts morainiques, colluvions de schistes et de cargneules ;
- $I_{GS} = 4$  : formations superficielles avec 3 % < ( $\% < 50 \mu\text{m}$ ) < 16 % : gypse altéré, éboulis sablo-graveleux, colluvions de schistes du Houiller ;
- $I_{GS} = 3$  : formations superficielles avec 40 % < ( $\% < 50 \mu\text{m}$ ) < 50 % : matériaux argileux, colluvions ;
- $I_{GS} = 2$  : formations superficielles avec ( $\% < 50 \mu\text{m}$ ) < 3 % ou ( $\% < 50 \mu\text{m}$ ) > 50 % : alluvions torrentielles, éboulis caillouteux à blocs ;
- $I_{GS} = 1$  : formations du substratum autres que altérites.

## 3.2.5

### Indice $I_{AV}$ (Available Volume Index)

Ce paramètre, dont la quantification est difficile, joue pourtant un rôle essentiel. Il représente le volume de matériau qui serait susceptible d'être mobilisé et rapidement chenalisé par un torrent à l'occasion d'un événement pluviométrique ou hydraulique particulier. Pour le définir « objectivement » il est nécessaire de fixer conventionnellement une unité de surface (1 ha) susceptible d'être concernée par un événement climatique, de prendre en considération l'épaisseur moyenne des matériaux mobilisables sur le secteur considéré et d'analyser (en prenant appui sur une connaissance précise du terrain) les possibilités de chenalisation rapide.

Le tableau I représente les valeurs de l'indice, en fonction du volume mobilisable et du type de matériau considérés dans le cas du bassin versant de l'Arbonne.

## 3.3

## Carte de l'aléa « génération de laves torrentielles »

La carte d'aptitude à la génération de laves torrentielles (Fig. 8) est construite par superposition des cinq cartes analytiques relatives aux facteurs de prédisposition et addition des valeurs d'indices suivant une méthodologie déjà présentée par Bonnet-Staub (1998) et Sorgi-de Gennaro (1999). Il en résulte la définition de

quatre classes de potentiel d'initiation et l'identification des zones correspondantes qui seront considérées dans l'analyse de scénarios d'événements présentés par la suite :

- classe 1 : potentiel d'initiation négligeable (somme des indices : 5 à 10) ;
- classe 2 : potentiel d'initiation faible (somme des indices : 11 à 15) ;
- classe 3 : potentiel d'initiation modéré (somme des indices : 16 à 20) ;
- classe 4 : potentiel d'initiation élevé (somme des indices : 21 à 25).

## 3.3.1

### Zones à potentiel d'initiation négligeable (classe 1)

La classe 1 correspond à des zones où le substratum affleure (crêtes du Roignais par exemple) ou à des zones du SW du bassin versant où les pentes sont très faibles.

## 3.3.2

### Zones à potentiel d'initiation faible (classe 2)

La classe 2 concerne la plus grande superficie du bassin versant : versant sud de l'Arbonne modelé dans les schistes du Houiller instables mais boisés, nappes d'éboulis (au pied des reliefs calcaires et dolomitiques au nord du bassin versant) non susceptibles d'être mobilisés et surtout chenalisés dans le lit des torrents, formations glaciaires anciennes sur faible pente et en prairie.

## 3.3.3

### Zones à potentiel d'initiation modéré (classe 3)

Cette classe concerne des zones à prendre en considération dans les analyses de scénarios d'événements : bassin supérieur du Nant-Blanc aux pentes fortes recouvertes d'éboulis de flysch ou de dépôts morainiques fournissant les premiers matériaux nécessaires au départ d'une lave, zones de schistes du Houiller particulièrement instables et proches du lit d'un torrent.

## 3.3.4

### Zones à potentiel d'initiation élevé (classe 4)

Les zones correspondant à cette classe réunissent l'ensemble des caractéristiques nécessaires à une initiation de laves torrentielles : bassin supérieur du Nant-Blanc où se présentent d'anciens dépôts de laves torrentielles « en transit », lit du Nant-Blanc (encombré de dépôts torrentiels épais avant son entrée dans les gorges), berges et versants des gorges du Nant-Blanc instables et ravinées, avec nombreux risques d'« embâcles » en cas de glissement de terrain obstruant le lit du torrent, lit de l'Arbonne (sur la plus grande partie de son parcours) encombré de nombreux dépôts et aux rives instables.

Les facteurs de prédisposition considérés dans cette analyse ne sont pas immuables à l'échelle des temps



géologiques quaternaires. Certains de ces facteurs peuvent même évoluer quelque peu à l'échelle des temps actuels. Cela signifie que les cartes de facteurs de prédisposition (et la carte de synthèse qui en résulte sur l'aléa « génération de laves torrentielles ») ne doivent pas être définitivement figées. Les aménagements récents (stations d'altitude, aménagements forestiers, correction des torrents, etc.) contribuent aussi à une modification volontaire de l'environnement.

Il faut donc se préoccuper des processus, naturels ou anthropiques, susceptibles de faire évoluer certains de ces facteurs au cours du temps (forte altération de certains matériaux sensibles ou évolutifs au sens de la géotechnique, modification progressive de certains paramètres mécaniques dans des zones de déformation active de versants, lente évolution de niveaux piézométriques dans les versants, modifications du couvert végétal, modifications des bilans hydrologiques en réponse à certaines opérations d'aménagement (imper-méabilisation des sols, etc.).

Remarque : Il faut observer que les valeurs numériques données aux indices des facteurs de prédisposition ont été choisies sachant que la technique d'agrégation de ces valeurs serait additive. Par ailleurs, l'ajustement final des classes a été réalisé en considérant les valeurs obtenues, dans la carte de synthèse, par certaines zones du bassin versant bien connues et servant de zones tests. Pour valider complètement cette méthode, autrement qu'en faisant référence à un « jugement d'expert », ce qui est pratiqué ici, il serait nécessaire de disposer d'un niveau de connaissance des facteurs de prédisposition considérés nettement plus élevé que celui usuellement accessible, sur le plan cartographique, à l'échelle d'un bassin versant montagneux tel que celui de l'Arbonne. Si ces conditions existaient avec les données géoréférencées correspondantes, les outils SIG (systèmes d'information géographique) et ceux de l'analyse statistique permettraient une approche plus pertinente des paramètres de prédisposition (définition et nombre) et de la technique d'agrégation des facteurs (addition, multiplication ou autre technique).

### 3.4

## Processus d'initiation et de mobilisation des laves torrentielles

De nombreux auteurs ont décrit des processus de génération de laves torrentielles reconnus dans les Alpes ou dans d'autres régions (le terme de génération regroupant ici l'initiation et la mobilisation, processus conduisant ensuite à la chenalisation de la lave dans le lit du torrent). Ainsi diverses observations, descriptions ou classifications sont présentes dans Stiny (1910), Mougins (1914), Johnson et Rodine (1984), Takahashi (1991), Meunier (1991, 1994). Reconnaisant les multiples rôles joués par l'eau dans ces processus de génération (Cojean, 1994), nous avons progressivement (Cojean et Staub, 1998 ; Cojean et Genevois, 1999) construit une typologie de génération de laves torrentielles comprenant 12 types :

- *Type 1* : Érosion par impact de gouttes de pluie et de grêlons (avec un effet de *firehose* ou jet d'eau), destruction et mobilisation des particules et agrégats des sols et formations superficielles, ruissellement.
- *Type 2* : Ruissellement intense, avec de fortes

vitesses d'écoulement et une érosivité créant rigoles et ravines. Les roches intensément altérées, les formations de pente (éboulis instables et moraines) sont concernées.

- *Type 3* : Rupture de poches d'eau sous-glaciaires provoquant un brusque apport d'eau mobilisant des dépôts morainiques et des formations de pente.

- *Type 4* : Fonte du permafrost et des lentilles de glace dans les sols gelés, fonte du manteau neigeux, mobilisant des formations de pente, avec le concours d'averses orageuses.

- *Type 5* : Liquéfaction de dépôts de pente granulaires, due à de forts gradients hydrauliques, spécialement dans les parties hautes du bassin versant.

- *Type 6* : Glissements de terrain (premières ruptures ou réactivations selon des surfaces de cisaillement pré-existantes) mobilisés en coulées boueuses ou directement en laves torrentielles.

- *Type 7* : Mobilisation de formations de pente par brusque apport d'eau aux points d'émergence d'écoulements souterrains karstiques et de fissures (souvent dans des formations de gypse et de cargneules) ;

- *Type 8* : Glissements actifs fournissant du matériau solide au torrent et générant une lave, avec parfois un phénomène de liquéfaction des dépôts saturés du torrent par suite de l'impact des masses glissées.

- *Type 9* : Éboulement ou glissement de terrain rapide bloquant le lit du torrent et formant barrage, rapidement suivi d'une rupture avec mobilisation des matériaux en laves torrentielles.

- *Type 10* : Sous-cavages et ruptures de berges hautes et instables du torrent.

- *Type 11* : Mobilisation de dépôts de laves torrentielles en transit dans le chenal, due à l'élévation de la surface piézométrique de l'écoulement hypodermique et/ou aux forces érosives de l'écoulement de surface.

- *Type 12* : Rupture d'« embâcles » de blocs ou de troncs d'arbres dans le lit du torrent, puis impact de la vague sur des dépôts torrentiels saturés et mobilisés en laves torrentielles.

Bien souvent, au cours d'un événement donné, plusieurs de ces processus d'initiation et de mobilisation se réalisent à partir d'une même zone source. Dans le bassin versant de l'Arbonne un grand nombre de ces processus sont justifiables et permettent de construire des scénarios réalistes d'événements.

### 4

## Analyse historique du comportement hydrologique du bassin versant

On ne saurait entreprendre l'analyse de scénarios d'événements qui suit sans se référer aux données d'archives relatant les caractéristiques de certains événements « laves torrentielles » exceptionnels : événement déclenchant, volume de matériaux atteignant le cône de déjection, vitesses d'écoulement, zones recouvertes par les dépôts, dommages observés. Ainsi, Mougins (1914) rapporte des travaux d'historiens mentionnant que sous l'empereur César Lucius Aurélius Verus, en l'an 163 de notre ère, des travaux d'endiguement de l'Arbonne et de relèvement des

ponts étaient déjà entrepris pour se protéger des crues torrentielles du torrent (inscriptions gravées sur une pierre venant de l'ancienne *Bergintrum*, nom latin de Bourg-Saint-Maurice). La ville médiévale fut aussi très largement détruite au XIV<sup>e</sup> siècle suite à la crise du Nant-Blanc (évoquée en 2.3.1) et reconstruite quelque peu à l'écart du chenal principal de l'Arbonne (avant que les abords de ce chenal ne soient à nouveau réinvestis dans les temps récents). Des crues ou des laves torrentielles très violentes eurent lieu en 1630 (52 maisons détruites) et en 1732 (Bourg-Saint-Maurice envahi, Isère barrée, débâcle vers l'aval et presque tous les ponts détruits jusqu'à Grenoble) pour ne citer que deux exemples. Le pont sur la RN 90 (Fig. 2) fut emporté à de multiples reprises ou la RN90 endommagée (en 1810, 1824, 1857, 1868, 1878, 1948, 1996).

L'analyse des archives du service ONF-RTM de Savoie, du Cemagref de Grenoble et du bureau Sogreah permet de mettre en évidence certaines données à caractère statistique (Fig. 9) ou d'illustrer certains scénarios récents :

- avec une fréquence biennale à quinquennale, on observe des crues liquides ou de petites laves atteignant ou non l'Isère, sans débordement du lit, avec des volumes de quelques milliers à plusieurs dizaines de milliers de m<sup>3</sup> ;
- avec une fréquence approximativement décennale, on observe des laves torrentielles importantes débordant localement et susceptibles d'endommager les ouvrages (seuils, protections, ponts), avec des volumes de 50 000 à 100 000 m<sup>3</sup> ;

- avec une fréquence cinquantennale à centennale, on observe des laves torrentielles exceptionnelles entraînant un débordement généralisé sur une large partie du cône de déjection et emportant des ouvrages, avec des volumes de 100 000 m<sup>3</sup> à plusieurs centaines de milliers de m<sup>3</sup>.

Le déroulement de deux crues torrentielles récentes, avec formation de laves torrentielles est instructif :

- la crue du 24/07/96 s'est produite à la suite d'averses orageuses (75 mm relevés en 18 h à Bourg-Saint-Maurice). Une lave torrentielle, transportant des blocs de plusieurs m<sup>3</sup> et présentant un volume total estimé à environ 250 000 m<sup>3</sup> ou 300 000 m<sup>3</sup>, s'est formée au niveau du Nant-Blanc et a atteint le cône de déjection. La violence de l'événement a été telle que le cours de l'Isère a été repoussé sur sa rive gauche. C'est au niveau du bassin de réception du Nant-Blanc que les précipitations ont été les plus violentes et les plus abondantes, centrées sur la Pointe de Leisette (Fig. 2). Les laves se sont générées dans la gorge du Nant-Blanc, entre les côtes 1 750 m et 1 335 m. Entre les cotes 1 550 m et 1 450 m, des mouvements de terrain (glissements de masses gypseuses et de cargneules, remobilisation de formations de pente instables) ont apporté des volumes de matériaux importants dans le lit du torrent. Des « embâcles » se seraient constitués à plusieurs reprises et, cédant, auraient alimenté des laves successives ;
- la crue du 13/08/97 résulte d'un orage violent, déclenché sur les crêtes du Roignais. A nouveau, le Nant-Blanc a joué un rôle important. Dans le bassin de réception de ce torrent, des laves se sont générées dans des ravines issues de la crête de Leisette et au niveau

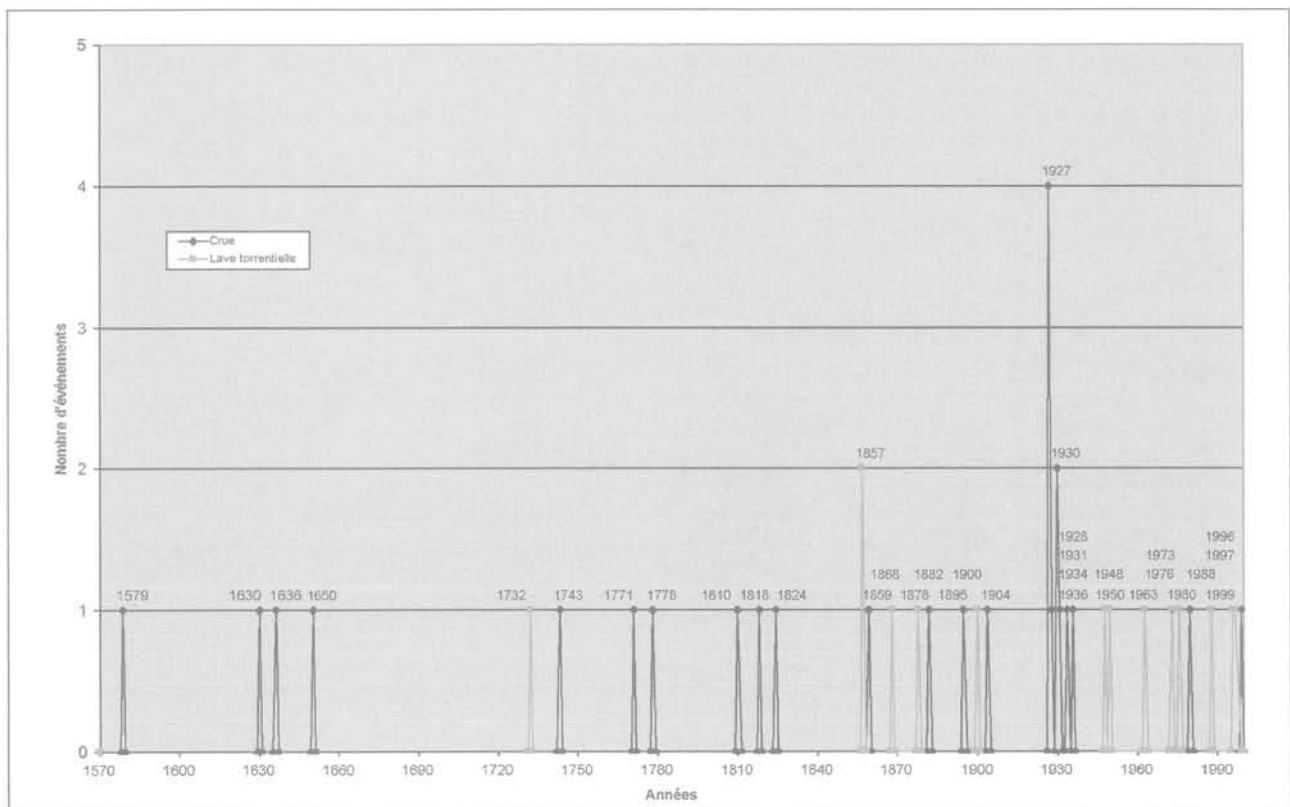


FIG. 9 Crues et laves torrentielles du bassin versant de l'Arbonne depuis 1579 (d'après archives du service ONF-RTM de Savoie).  
Torrential floods and debris flows of the Arbonne catchment since 1579 (after ONF-RTM archives).

du torrent affluent du Clapey Vert (Fig. 2). Ces laves se sont propagées jusqu'à la gorge du Nant-Blanc, laissant sur leur trajet une grande partie de leur charge solide, déstabilisant lors de leur passage les berges entre les cotes 1 850 m et 1 750 m. Dans la gorge du Nant-Blanc, les laves ont sous-cavé les berges et bas de pentes, s'alimentant alors à nouveau et formant une nouvelle lave vers la cote 1 550 m dans les gorges. Puis, tout au long du chenal de l'Arbonne, la lave a déposé en partie sa charge solide sur de faibles épaisseurs.

5

## Analyse de scénarios d'événements de laves torrentielles

5.1

### Introduction

A partir de la carte d'aléa « génération de laves torrentielles », il est possible de construire des scénarios de déclenchement de laves et de propagation de l'écoulement, scénarios inspirés des méthodes d'analyse du risque industriel (Villemeur, 1988), sur le plan méthodologique. On peut observer en effet qu'un bassin versant susceptible de générer des laves torrentielles constitue un « système géomorphologique et hydrologique » présentant un amont et un aval. Cette notion d'amont et d'aval se retrouve aussi dans les systèmes industriels. De plus, il importe d'identifier dans un bassin versant des facteurs déclenchants (et les « arbres d'événements » correspondants), susceptibles d'entraîner des conséquences dommageables pour l'aval. De même, considérant un enjeu particulier (digue de pro-

tection, voie SNCF) dans ce bassin versant, il importe de rechercher alors tous les scénarios réalistes susceptibles de conduire à des effets dommageables sur cet enjeu (construisant ainsi des « arbres de défauts »). La recherche des facteurs déclenchants et des « composants » potentiellement défaillants, les tentatives pour cerner les probabilités de déclenchement et de défaillance des constituants des systèmes et comprendre les enchaînements possibles peuvent inspirer des démarches d'analyse dans le domaine des risques naturels. Une démarche de ce type a été mise en œuvre par Archetti et Lamberti (1999) sur le petit bassin versant d'Acquabona (Alpes dolomitiques, Italie).

Avant d'appliquer ces méthodes, une connaissance approfondie du milieu est évidemment nécessaire et doit s'acquérir par des investigations de terrain et de laboratoire, de nature géologique, géomorphologique, hydrogéologique et géotechnique. L'établissement de fiches-type d'analyse de scénarios, la réalisation d'une cartographie de facteurs de prédisposition et un zonage de l'aléa « génération de laves torrentielles » participent de cette démarche (Laugier et Cojean, 2000). Une recherche d'archives (en particulier aux services de Restauration des Terrains en Montagne de l'ONF) relatant l'activité torrentielle passée est évidemment indispensable afin d'évaluer les intensités et fréquences des phénomènes torrentiels et comprendre le comportement hydrologique du bassin versant.

5.2

### Méthode des arbres de défaillance (fault tree method) ou arbres des causes

L'analyse est déductive. Par rapport à un élément de l'ouvrage ou du système (le bâti, la voirie, consi-

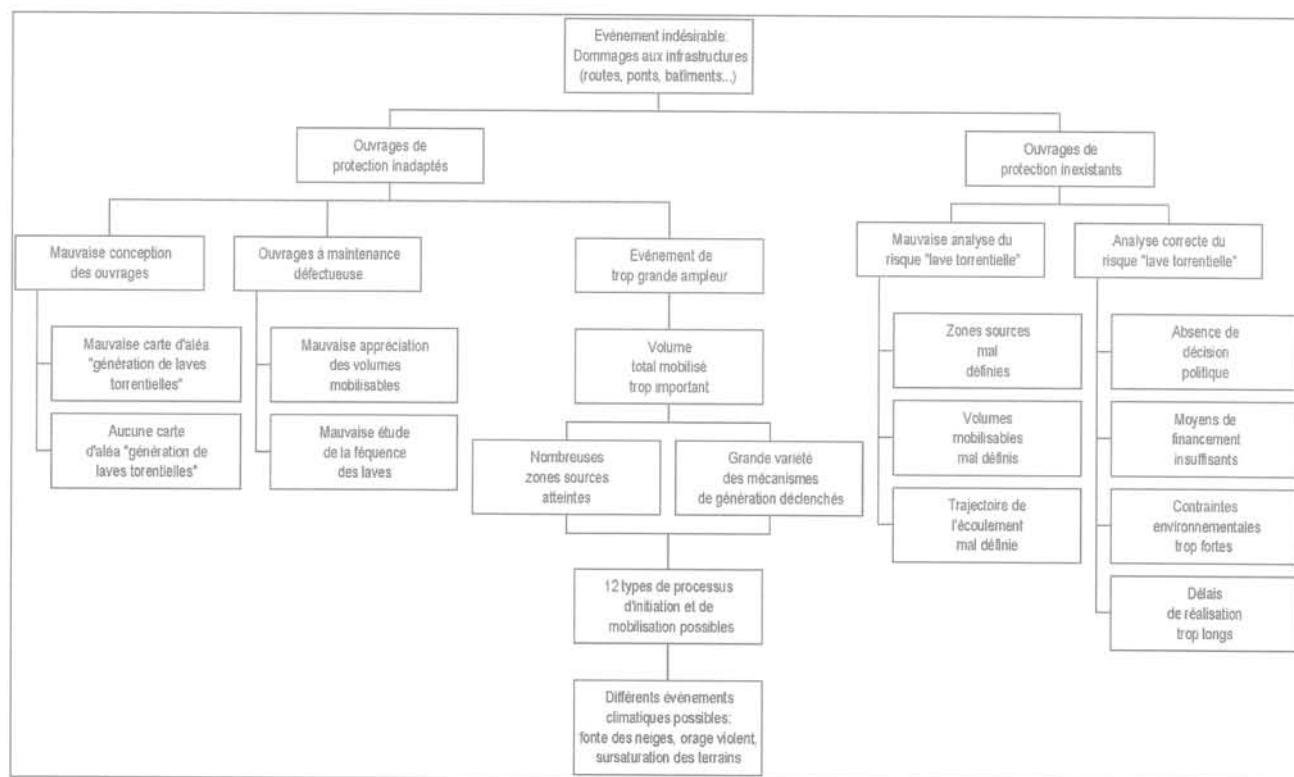


FIG. 10

Arbre des défaillances général relatif à des dommages résultant de l'activité torrentielle. General fault tree related to damage due to torrential activity.

déré comme générateur de conséquences graves en cas de défaillance, on recherche l'événement ou les conjonctions d'événements susceptibles de conduire à cette défaillance. On peut espérer évaluer la probabilité d'occurrence de cette défaillance à partir des probabilités d'occurrence des événements élémentaires. On construit donc une arborescence se développant d'un aval vers un amont (d'un effet vers des causes).

Il faut donc commencer par une étude de vulnérabilité, recenser tous les ouvrages de correction torrentielle, le bâti et la voirie susceptibles d'être concernés par des dommages dus aux laves torrentielles. Envisageant des dommages sur tel ouvrage, les causes à rechercher peuvent être multiples : implantation contestable (zones du cône de déjection menacées d'après des données historiques), mauvais dimensionnement (digues trop basses, résistance insuffisante à des impacts successifs), entretien défectueux (plages de dépôts non curées), etc. (Fig. 10). Progressivement la démarche conduit vers la reconnaissance d'un ou plusieurs événements initiateurs pouvant être à l'origine du ou des dommages considérés.

Dans le cas de l'Arbonne, on doit considérer :

- des dommages aux digues canalisant le lit du torrent dans son parcours à l'entrée du cône de déjection ;
- une obstruction du passage supérieur de la RN90 au-dessus de l'Arbonne ;
- des dommages qui concerneraient des habitations et aménagements divers sur le cône de déjection et qui résulteraient de l'occurrence d'une lave de fort volume comblant l'espace aménagé en plage de dépôt dans la partie inférieure du cône de déjection et débordant de cet espace ;
- des dommages à la voie ferrée en partie aval du cône de déjection.

Cependant cet inventaire des dommages possibles n'étant pas *a priori* exhaustif, il est intéressant de développer une approche complémentaire, celle des arbres d'événements.

### 5.3

## Méthode des arbres d'événements (*event tree method*) ou arbres des conséquences

L'analyse peut être inductive ou déductive. Toutes sortes d'événements initiateurs d'un écart de fonctionnement de l'ouvrage ou du système, par rapport à son fonctionnement « normal », sont considérées. Pour chacun d'eux, l'analyse la plus exhaustive possible des séquences d'effets induits est réalisée, en repérant évidemment toutes les conséquences jugées dommageables. On construit ainsi une arborescence se développant d'un amont vers un aval (d'une cause vers des conséquences).

Un événement climatique, localisé sur un secteur géographique défini (violent orage sur les crêtes du Roignais par exemple), peut constituer le point de départ d'une arborescence (Fig. 11). Le ou les processus d'initiation susceptibles d'affecter les matériaux des zones sources potentielles identifiées par la carte d'aléa « génération de laves torrentielles » sont considérés, puis les processus de mobilisation, de chenalisation

dans le lit torrentiel et de dépôts le long du parcours ou sur le cône de déjection sont considérés, voire simulés numériquement.

A titre d'illustration on considère un événement déclenchant, présumé de forte probabilité, et les conséquences en résultant (prenant appui sur notre connaissance du terrain et des archives) :

- lors d'un violent orage d'été ou d'une pluie intense sur un manteau neigeux en cours de fonte, déclenchement de plusieurs petites laves au pied des crêtes du Roignais dans des formations meubles de nappes d'éboulis (Figs. 2 et 4) ;
- chenalisation de cette lave de faible volume par le Nant-Blanc, apport d'eau par ses affluents (Clapey-Vert, etc.) et remobilisation de dépôts de laves anciennes (Fig. 5) ;
- augmentation de la vitesse avant l'entrée dans les gorges du Nant-Blanc du fait du rétrécissement du lit du torrent ;
- progression rapide dans les gorges, sous-cavage des berges et mobilisation de nouveaux matériaux (Fig. 6) ;
- ralentissement avant la confluence avec l'Arbonne du fait de la diminution de pente, puis accélération à la confluence du fait de l'arrivée d'un débit liquide important ;
- avancée saccadée de la lave dans le lit moyen de l'Arbonne du fait de la succession de seuils et barrages, avec peu de dépôts laissés le long des berges ;
- en dessous de la cote 1 000 m, remobilisation de faibles volumes d'anciennes laves avant l'arrêt par diminution de pente et élargissement du chenal au niveau de la plage de dépôts (Fig. 7).

L'arbre d'événements (Fig. 11) établi comprend huit séquences ou scénarios possibles, chaque séquence résultant d'une succession d'événements élémentaires :

- la séquence  $S_1$  est très simple. Les zones sources n'étant pas atteintes par les pluies ni par le ruissellement qui en découle, l'initiation de laves est inexistante. Un scénario identique se présente pour la séquence  $S_2$ , les chenaux torrentiels se trouvant trop éloignés des zones sources concernées pour canaliser les écoulements ;
- la séquence  $S_3$  met en œuvre la propagation de la lave qui reste bloquée au niveau des gorges du Nant-Blanc. Cette situation n'est possible que si le volume de la lave est relativement faible (par rapport aux volumes disponibles plus en amont), bien inférieur à 5 000 m<sup>3</sup>. Les embâcles peuvent ne pas arrêter totalement la lave en mouvement, mais diminuent sa vitesse. La lave peut par la suite s'arrêter lors d'une diminution de la pente. De même, pour la séquence  $S_4$  l'arrêt intervient par diminution de la pente et débordement au niveau d'une courbure prononcée. Compte tenu de la grande distance parcourue par des laves générées dans les environs du Roignais, si elles sont de faible volume (de l'ordre de quelques milliers de m<sup>3</sup>), elles ne peuvent passer tous les obstacles présents sur le lit du Nant-Blanc puis sur celui de l'Arbonne. Elles s'arrêtent avant d'avoir pu provoquer des dégâts en aval ;
- les quatre séquences  $S_5$ ,  $S_6$ ,  $S_7$  et  $S_8$  correspondent à une lave qui parvient jusqu'à la plage de dépôts avant la confluence avec l'Isère. Les différences entre les séquences sont dues aux volumes mobilisés et à l'efficacité des protections en place. Ces dispositifs de protection et les mesures d'entretien correspondantes (bar-

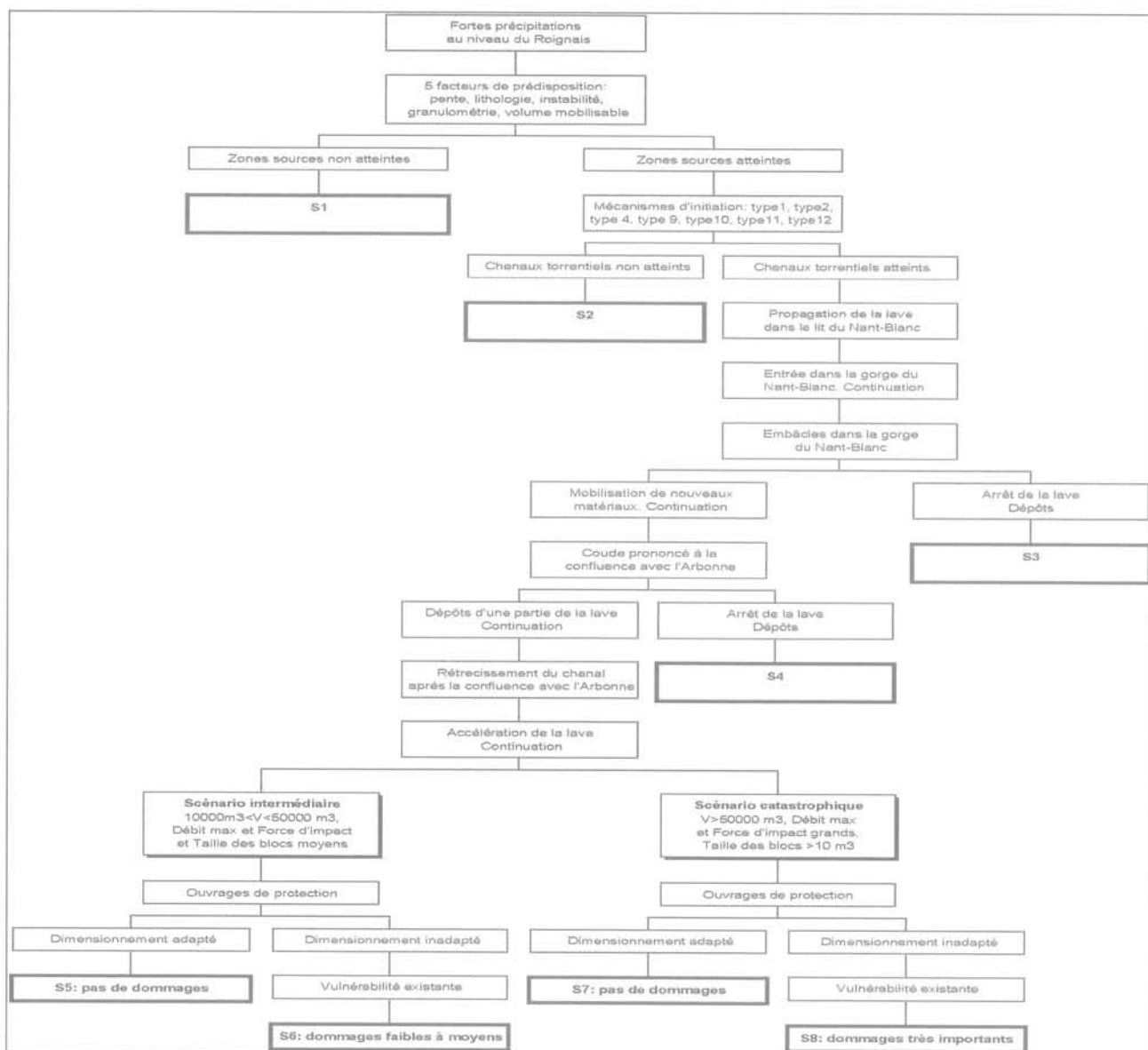


FIG. 11 Arbre d'événements correspondant à l'un des scénarios principaux sur le bassin versant de l'Arbonne. Event tree related to a major debris flow scenario in the Arbonne catchment.

rages, digues situées en amont immédiat de la route nationale pour canaliser un grand volume de lave et de crue torrentielle, lit du torrent dégagé de tout dépôt dès le sommet du cône de déjection, vers la cote 900 m environ) jouent un rôle fondamental dans le déroulement des séquences. De même, le dimensionnement de certains ouvrages de franchissement du lit de l'Arbonne (route nationale, voie ferrée), par leur gabarit, interfère avec le déroulement de l'événement. Enfin le mode de remplissage de la plage de dépôts, lors des arrivées des laves successives, contrôlera d'éventuels processus de débordement sur le cône de déjection.

#### 5.4

### Quelle quantification de ces méthodes d'analyse ?

Pour ces deux méthodes, la succession des événements considérés peut être analysée dans le cadre de

la théorie des graphes, prenant en compte des probabilités d'occurrence pour chacun des événements considérés, analysant l'indépendance ou non de ces événements.

Dans notre cas il faudrait être en mesure d'attribuer des probabilités d'occurrence à chaque événement élémentaire et aux séquences en résultant. Dans le cas des systèmes industriels une analyse des fréquences des pannes des composants permet de déterminer un taux de panne pour chacun d'entre eux et de développer une telle approche probabiliste. Mais les systèmes naturels sont fort complexes, et nos données d'archives, très précieuses, sont cependant insuffisantes pour tirer des conclusions de nature statistique sur des événements initiateurs qui nous semblent par ailleurs fortement non stationnaires. On pourrait espérer avoir des éléments plus concrets sur les taux de défaillance partielle ou totale des ouvrages de correction torrentielle, du bâti, de la voirie. La connaissance des types de dépendance entre ces défaillances possibles et la prise en compte de probabilités condition-

nelles permettraient de définir la probabilité d'occurrence de telle ou telle séquence identifiée comme réaliste.

Nous sommes encore loin de cet objectif, peut-être d'ailleurs bien théorique. Cependant, le seul développement de la démarche d'analyse des arbres de défauts et des arbres d'événements a le mérite de forcer la recherche de scénarios réalistes et de les « révéler » en quelque sorte, ce qui permet alors de concevoir les dispositifs ou ouvrages permettant de limiter les dommages qui pourraient résulter de tels scénarios et de mettre en œuvre les méthodes de surveillance adaptées.

6

## Conclusion

Le développement des vallées de montagne, des infrastructures de transport et des stations d'altitude rend de plus en plus vulnérable le milieu montagnard. Les risques liés à l'activité torrentielle et spécialement aux laves torrentielles doivent faire l'objet d'analyses approfondies. Les données d'archives apportent une connaissance précieuse sur le comportement hydro-

gique d'un bassin versant. Elles doivent être complétées par des investigations de terrain détaillées visant à comprendre les processus de génération de laves torrentielles pour ensuite envisager des modélisations d'initiation et de mobilisation d'une lave, de chenalisation et d'écoulement, d'arrêt enfin. Dans cet article, les efforts ont été concentrés sur l'identification des zones sources potentielles dans le cas du bassin versant de l'Arbonne, avec la réalisation d'une carte d'aléa « génération de laves torrentielles », ainsi que sur l'analyse de scénarios d'événements complets utilisant les techniques d'arbres d'événements et d'arbres de défauts. Ces méthodes, inspirées de l'analyse des risques industriels, permettent d'établir une hiérarchisation des séquences menant aux dommages et de « révéler » des scénarios réalistes jusque-là peut-être non perçus. La définition des méthodes de prévention qui s'imposent alors ne peut que s'en trouver facilitée.

### REMERCIEMENTS

Cette recherche a été réalisée avec le soutien financier de la Fondation MAIF dans le cadre d'un programme Risques naturels et Prévention, le service de Restauration des terrains en montagne (Savoie) de l'ONF ayant permis l'accès à ses archives.

## Bibliographie

- Antoine P., Pachoud A. – « Enseignements tirés de deux essais de cartographie systématique de glissements de terrain ». *Bulletin de liaison des Laboratoires des ponts et chaussées*, vol. 1, n° spécial 2, 1976, p. 31-39.
- Archetti R., Lamberti A. – « Assessment of risk due to debris flow events. in Debris flow management and risk assessment in the Alpine region (Debris Flow Risk) ». Final Scientific Report, vol. 2, 1999. EC Research Programme, contract ENV4-CT96-0253.
- Bonnet-Staub I. – « Mécanismes d'initiation des laves torrentielles dans les Alpes françaises. Contribution à la maîtrise du risque ». Thèse de doctorat (Géologie de l'ingénieur) de l'École des mines de Paris, 1998.
- Cojean R. – « Roles of water as a triggering factor for landslides and debris flows ». IAHR International Workshop on Floods and Inundations related to Large Earth Movements, Trent, Italy, 1994, p. A-13-1/A-13-19.
- Cojean R., Staub I. – Mécanismes d'initiation des laves torrentielles dans les Alpes françaises. *Comptes rendus du 8<sup>e</sup> Congrès de l'AGI*, Vancouver, Canada, Balkema, vol. 3, 1998, p. 2075-2082.
- Cojean R., Gènévois R. – « Debris flow triggering, in Debris flow management and risk assessment in the Alpine region ». Final Scientific Report, volume 1, EU contract ENV4 CT96 0253, 1999.
- Comité français de géologie de l'ingénieur – *Caractérisation et cartographie de l'aléa dû aux mouvements de terrain*. Paris, publication LCPC, Coll. « Environnement », 2000.
- Dearman W.R., Fookes P.G. – « Engineering geological mapping for civil engineering practice in the United Kingdom ». *Quarterly Journal of Engineering Geology*, vol. 7, 1974, p. 223-256.
- International Association of Engineering Geology – *Engineering geological maps. A guide to their preparation*. Paris, Unesco, 1976.
- Johnson A.M., Rodine J.R. – « Debris flows ». In : Brunson D., Prior D.B. Eds. *Slope Instability*. John Wiley & Sons, 1984.
- Laugier P., Cojean R. – « Analysis of scenarios of debris flow events based on initiation hazard mapping. Application to the Arbonne catchment (Bourg-Saint-Maurice, France) ». Communication à EGS2000, Nice, France. Résumé 1 p., 2000.
- Leroi E. – « Landslide hazard. Risk maps at different scales: objectives, tools and developments ». *Comptes rendus du VII<sup>e</sup> Symposium international sur les glissements de terrain*. Trondheim, vol.1, 1996, p. 35-51.
- McHarg I.L. – *Design with Nature*. New York, NHP, 1969.
- Meunier M. – *Éléments d'hydraulique torrentielle*. Études du Cemagref, série Montagne n° 1, 1991.
- Meunier M. – « Les progrès de la connaissance et les méthodes d'études des phénomènes torrentiels ». *La Houille Blanche*, n° 3, 1994, p. 25-31.
- Mougin P. – *Les torrents de la Savoie*. Grenoble, Grands Établissements de l'Imprimerie générale, 1914.
- Sanejouand R. – *La cartographie géotechnique en France*. Paris, ministère de l'Équipement et du Logement (DAFU), ARMINES, LCPC, 1972.
- Sorgi-de Gennaro C. – « Contribution à l'étude des facteurs climatiques, géologiques et géotechniques contrôlant la génération de laves torrentielles. Application au secteur de Saint-Martin-de-la-Porte (Savoie, France) ». Thèse de doctorat (Géologie de l'ingénieur) de l'École des mines de Paris, 1999.
- Stiny J. – « Debris flows Die Muren. Wagner'sche Universitätsbuchhandlung ». Translated from the German by Jakob M. & Skermer N. EBA Engineering Consultants Ltd, 1910.
- Takahashi T. – *Debris flows*. IAHR/AIRH Monograph, Balkema, 1991.
- Varnes D.J. – *Landslide hazard zonation: a review of principles and practice*. IAEG Publication. Paris, Unesco, 1984.
- Villemeur A. – *Sûreté de fonctionnement des systèmes industriels. Fiabilité. Facteurs humains*. Informatisation. Coll. de la Direction des études et recherches d'Électricité de France, Eyrolles, 1988.

# Barrages de correction torrentielle : estimation des poussées de berges

**F. NICOT  
J.-M. TACNET**

Cemagref - Unité  
de Recherche ETNA  
2, rue de la Papeterie  
BP 7

38402 Saint-Martin-d'Hères  
francois.nicot@grenoble.cema  
gref.fr  
jean-  
marc.tacnet@grenoble.cema-  
gref.fr

**E. FLAVIGNY**

Laboratoire Sols, Solides,  
Structures  
Domaine universitaire  
BP 53  
38041 Grenoble Cedex 9  
etienne.flavigny@hmg.inpg.fr

## Résumé

Les barrages de consolidation visent à limiter l'érosion du chenal d'écoulement des torrents et sont souvent implantés dans des sites où les berges sont fortement instables. Ces zones constituent en effet d'importantes zones d'alimentation en matériaux solides. Les méthodes actuelles de dimensionnement de ces ouvrages restent basées sur une approche bi-dimensionnelle d'estimation des actions et des réactions du sol en fondation. De même, les actions dues aux poussées des berges instables, qui entraînent de nombreuses pathologies sur les ouvrages, restent mal connues et ne sont pas prises en compte dans les justifications de la stabilité externe et interne des ouvrages. Cet article présente la problématique et la démarche d'étude en vue d'améliorer la connaissance des interactions entre les barrages et le sol au niveau des berges. Dans cette perspective, une approche analytique est proposée, puis les bases d'une simulation numérique introduisant la méthode des Éléments Finis sont définies.

**Mots-clés :** barrage de correction torrentielle, glissements de terrains, interaction sol/structure, mécanique des sols, méthode des éléments finis.

# Torrent control dams : assessment of the thrust of the banks

## Abstract

Mitigation strategies against natural risks in mountainous areas often include protection works against torrential flooding, avalanches or falling rocks. These structures, which are submitted to specific phenomena as well as they are built in a difficult geotechnical context, must be designed in compliance with specific requirements. Torrent control dams based on an active protection concept are often built to limit the risks of bank slip in the upper part of the catchment area. Usually, design of such structures is based on a two-dimensional approach, allowing force reactions applied by the soil to the foundations of the structure to be assessed. Furthermore, the thrust of the bank is seldom taken into account, even if the loading is likely to be the cause of a lot of observed damages. This paper exposes a methodology whose purpose is to improve the modelling of interaction between soil and structure. After an original analytical approach is presented, the main basis of numerical simulation (Finite Element Code) are defined.

**Key words :** torrent control dams, landslides, interaction soil/structures, solis Mechanics, finite element method.

## Introduction

Les matériaux transportés par les torrents en crue par charriage ou sous forme de laves torrentielles sont fréquemment issus des berges en glissement. Pour limiter les volumes de matériaux susceptibles de transiter vers l'aval, la construction de barrages de « consolidation » dans ces zones de berges instables présente un intérêt stratégique important dans un dispositif de correction torrentielle. Implantés en série dans les tronçons fortement érodables du chenal d'écoulement dans le cadre de travaux de correction active, ces ouvrages visent à limiter l'érosion longitudinale du lit du torrent, les divagations latérales des écoulements, l'érosion des berges et dans une moindre mesure laminar les laves torrentielles. Ces structures, en béton armé pour la plupart, ont une hauteur moyenne entre 5 et 15 mètres au niveau de la cuvette de déversoir et les plus courantes s'apparentent globalement à des murs de soutènement de type autostable (cantilever). La difficulté d'accès aux sites d'implantation des ouvrages limite souvent les possibilités d'emploi de moyens lourds pour leur réalisation. Les terrains de fondation sont souvent médiocres, fortement hétérogènes et de forte granulométrie (matériaux altérés, moraines à gros éléments, etc.).

En termes de dimensionnement, ces ouvrages se distinguent d'ouvrages d'art plus courants par la nature des charges agissant (chocs, poussée de lave torrentielle) et par un contexte géotechnique de mise en place difficile (caractéristiques géomécaniques du sol de fondation mal connues, instabilité de berges avec une forte interaction sol-structure, etc.). Ces ouvrages sont typiquement tridimensionnels en raison d'une géométrie fortement variable entre l'axe de l'ouvrage et les rives, et d'actions (poussée des terres, laves torrentielles) agissant non seulement dans des plans perpendiculaires au voile de l'ouvrage mais aussi dans des directions quelconques notamment dans le cas d'instabilité de berges. Des pathologies observées sur des barrages endommagés mettent en évidence la complexité de la détermination des efforts (direction, intensité, répartition de contraintes) liés à l'effet de la poussée des berges sur ce type de structures (Fig. 1). Les matériaux



**FIG. 1** Action d'une berge instable sur un barrage de correction torrentielle de type consolidation.

Torrent control dam submitted to the thrust of an unsteady bank.

rencontrés provenant d'éboulis de pentes sont souvent très hétérogènes et les conditions de site rendent les sondages ou essais *in situ* inadéquats ; voir, par exemple, Gotteland *et al.* (2000) ; Tacnet *et al.* (2000). Dans le cas de pentes instables, on se trouve en présence de glissement dont à la fois la profondeur et la longueur de la zone active sont difficiles à déterminer. Très peu de travaux ont été consacrés jusqu'à présent à ce thème. Les quelques contributions existantes relèvent essentiellement du domaine de l'ingénierie ; elles sont souvent basées sur des approches sommaires qui ne prennent pas – ou mal – en compte l'interaction mécanique entre les berges et l'ouvrage ; Deymier *et al.* (1995). Cet article présente un travail de recherche récemment mené au Cemagref, en collaboration avec le laboratoire 3S de Grenoble. Ce travail a eu pour objectifs d'identifier puis d'évaluer les actions dues à un glissement sur un barrage de correction torrentielle, de manière à optimiser par la suite la conception et le dimensionnement de ces structures.

Dans cette perspective, après avoir décrit les principales pathologies observées sur les barrages de correction torrentielle, une méthode analytique s'appuyant sur les travaux de Blondeau et Virollet (1976) est proposée ; cette méthode permet, dans le cas de la présence à faible profondeur d'un substratum rocheux parallèle à la pente, d'évaluer les efforts appliqués par les berges sur les parements latéraux de l'ouvrage. La dernière partie est consacrée à l'application de la méthode des éléments finis. En particulier, les difficultés de mise en place de ce type de modélisation, dans un contexte d'instabilités de berges, sont évoquées. Enfin, une méthodologie pour le dimensionnement des barrages de correction torrentielle est dégagée.

## Quelques exemples de pathologies observées

Les barrages de correction torrentielle, compte tenu de leur environnement géotechnique très spécifique, sont soumis aux actions suivantes :

- actions dues au torrent (fluide dont la rhéologie peut être complexe : matrice boueuse, pouvant inclure des blocs rocheux) ;
- actions dues aux berges latérales.

Si les actions dues au torrent sont de type dynamique, les secondes sont au contraire de type quasi statique. Néanmoins, leur estimation demeure aujourd'hui un problème ouvert.

Parmi les pathologies observées sur les barrages, certaines peuvent être imputées à l'action du fluide, et des éléments solides charriés ; mais la plupart doivent être cependant reliées à l'action des berges latérales, souvent dissymétrique, et orientée dans un plan différent de celui du barrage. L'action des berges conduit à des désordres qui sont de deux sortes :

- déplacements de corps rigide de l'ouvrage, par rapport aux berges (stabilité externe de l'ouvrage). On peut observer alors un basculement ou un enfoncement du barrage, parfois même un déplacement ou un basculement vers l'aval ;
- apparition d'un réseau de fissures plus ou moins ouvertes (stabilité interne de l'ouvrage). Ces fissures sont souvent orientées à 45 degrés par rapport à la



direction horizontale (Fig. 2). Parfois, un réseau de fissures sub-horizontales s'observe également.

Dans certains cas, les deux types de désordres coexistent sur un même ouvrage : le barrage a subi un déplacement de corps rigide, auquel s'associe un système de fissures plus ou moins étendues. Lorsque la sollicitation est suffisamment importante, il peut y avoir rupture et déplacement d'une partie du barrage (Fig. 1).

Cet aperçu rapide suffit à démontrer les défauts de conception et de dimensionnement dont pâtissent ces ouvrages. Il souligne par ailleurs, à travers la variété des désordres observés, la complexité des mécanismes mis en jeu. Même si le coût de construction d'un barrage de correction reste faible, il importe de bien mesurer les conséquences économiques qui seraient induites plus en aval (présence d'enjeux) par la rupture d'un ou plusieurs ouvrages. Cette prise de conscience justifie que soit entreprise aujourd'hui une action de recherche visant à améliorer la conception et le dimensionnement de ces ouvrages.

### 3

## Approche analytique

Cette section a pour objectif d'évaluer, à travers une approche bi-dimensionnelle simple et rapide de mise en œuvre, la résultante des efforts appliqués par un massif instable sur le parement d'un barrage de correction. Après avoir déterminé la valeur de la résultante qui assure l'équilibre du massif, la recherche d'un champ de contrainte licite au voisinage du parement fournira une relation supplémentaire portant sur la longueur du glissement.

### 3.1

## Contexte géomécanique

On s'intéresse à l'action des berges dans le plan de l'ouvrage perpendiculaire à l'axe du torrent. Les berges sont représentées par une pente uniforme de longueur  $L$ , d'angle  $\theta$ , limitée en profondeur par la présence d'un substratum parallèle à la pente et situé à une profondeur  $h$  (Fig. 3). On admettra par ailleurs que l'angle de

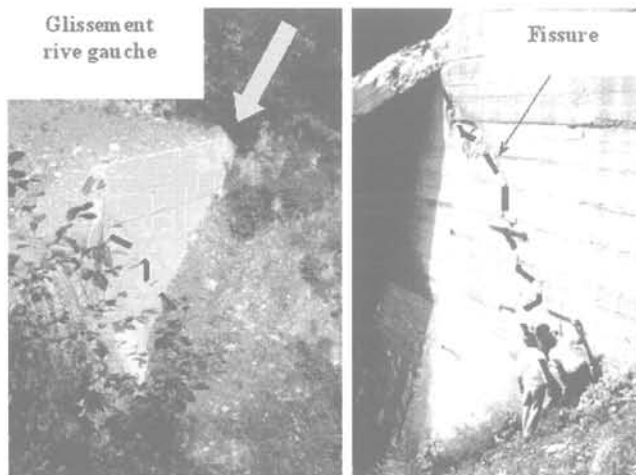


FIG. 2 Quelques exemples de fissuration. Examples of fissures.

la pente  $\theta$  est supérieur à l'angle de frottement  $\varphi$ , et on supposera en première approximation qu'il n'y a pas d'écoulement d'eau au sein du massif. Dans un tel contexte géotechnique, le substratum apparaît comme un plan de discontinuité brutale, susceptible de faciliter le glissement plan vers l'aval des matériaux sus-jacents. En outre, on se limitera dans le cadre de l'approche analytique au cas d'un ouvrage fondé dans le substratum rocheux supposé parfaitement rigide. De cette façon, seule l'action des berges sur le parement latéral de l'ouvrage, liée à la mobilisation des matériaux reposant au-dessus du substratum, sera analysée.

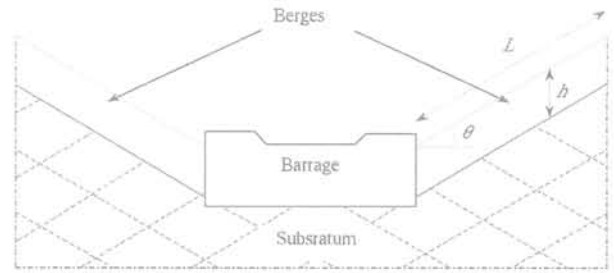


FIG. 3 Coupe schématique du barrage et des berges. Schematic section of the dam with the two banks.

### 3.2

## Équilibre mécanique du massif de sol

La réaction du parement appliquée sur le massif peut être déterminée en analysant l'équilibre mécanique de l'ensemble du massif, de longueur  $L$ , reposant sur le substratum (Fig. 4). On admettra que les contraintes le long de la surface de glissement DF sont uniformes, et on notera  $N$  et  $T$  leurs résultantes normale et tangentielle. En admettant que le sol est entré en plasticité le long de la surface de glissement, et en adoptant comme critère de plasticité le critère de Mohr-Coulomb, il vient alors :

$$T = cL + N \tan \varphi \quad (1)$$

où  $c$  représente la cohésion du massif, et  $\varphi$  l'angle de frottement, au niveau de la surface de glissement. En s'appuyant sur la figure 4, et en supposant que la surface EF reste libre, les équations d'équilibre suivantes sont déduites :

$$X = \cos \theta \left[ \gamma h L \cos^2 \theta (\tan \theta - \tan \varphi) - cL \right] \quad (2)$$

$$Z = \sin \theta \left[ \gamma h L \cos^2 \theta (\tan \theta - \tan \varphi) - cL \right] \quad (3)$$

L'effort nécessaire pour équilibrer le massif admet alors pour expression :

$$F_{eq} = \gamma h L \cos^2 \theta (\tan \theta - \tan \varphi) - cL \quad (4)$$

Cette expression fait apparaître une dépendance linéaire entre la résultante appliquée sur le parement et la longueur du glissement  $L$  :

$$F_{eq} = L f_{eq}(c, \varphi) \quad (5)$$

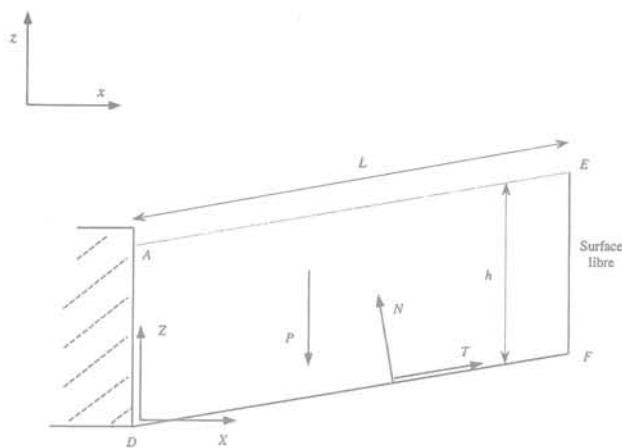


FIG. 4 Équilibre mécanique du massif de sol.  
Mechanical balance of the bank.

### 3.3

## Analyse de la stabilité du massif de sol

### 3.3.1

#### Étude d'un champ de contrainte au voisinage de l'ouvrage

Si l'on admet que la contrainte s'exerçant sur une facette verticale est la même en tout point du massif situé à une même profondeur (ce qui revient à considérer le massif comme étant semi-infini), alors en un point  $M$  du massif de sol situé à une profondeur  $z$  ( $z < h$ ), la contrainte sur une facette parallèle au substratum est donnée par les équations :

$$\sigma_o(z) = \gamma z \cos^2 \theta \quad (6)$$

$$\tau_o(z) = \gamma z \cos \theta \sin \theta \quad (7)$$

où  $\gamma$  représente le poids volumique du terrain et  $\theta$  la pente du substratum.

Par ailleurs, on admet que le volume élémentaire de sol autour du point  $M$  est dans un état d'équilibre limite supérieur de Rankine. En adoptant le critère de Mohr-Coulomb comme critère de plasticité, le cercle de Mohr associé à l'état de contrainte au point  $M$  est donc tangent aux deux droites de Mohr-Coulomb. L'hypothèse selon laquelle  $\theta > \varphi$  induit l'existence d'une surface critique située à une profondeur  $z_c$  définie par :

$$\tau_o(z_c) = -c - \sigma_o(z_c) \tan \varphi \quad (8)$$

c'est-à-dire

$$z_c = \frac{c}{\gamma \cos^2 \theta (\tan \theta - \tan \varphi)} \quad (9)$$

Si  $z_c < h$ , l'état de contrainte en un point  $M$  situé en dessous de la surface critique ( $z > z_c$ ) est associé à un cercle de Mohr qui franchit les deux droites de Mohr-Coulomb (Fig. 5). Cela signifie que les relations (6) et (7) ne sont plus valides lorsque  $z > z_c$  : sans la présence de l'ouvrage en pied de talus, le glissement se produirait donc avant même qu'une surface critique ne puisse se développer au-dessus. On admettra que la présence de l'ouvrage permet le développement de cette surface critique, en modifiant l'état de contrainte au sein du

massif de la façon suivante : la contrainte tangentielle  $\tau_o^*(z)$  sur une facette parallèle au substratum est telle que le cercle de Mohr associé est tangent aux deux droites de Mohr-Coulomb (Fig. 5) ; Sanglerat *et al.* (1981). Ainsi, il vient :

$$\sigma_o(z) = \gamma z \cos^2 \theta \quad (10)$$

$$\tau_o^*(z) = -c - \sigma_o(z) \tan \varphi \quad (11)$$

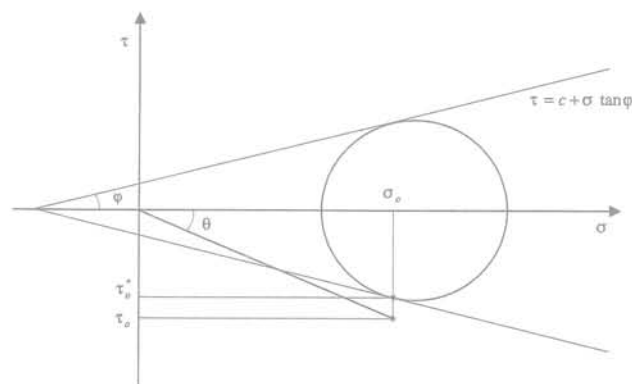


FIG. 5 Cercle de Mohr associé à l'état de contrainte au sein du massif de sol.  
Mohr circle related to the state of stress into the bank.

### 3.3.2

#### Schéma cinématique associé au massif

A partir de l'analyse mécanique proposée précédemment, les directions de glissement peuvent être déduites en tout point du massif dans un état d'équilibre limite ; de cette façon, le schéma cinématique suivant peut être proposé (Fig. 6).

- la zone I est constituée d'un coin de sol en équilibre surabondant (élastique) ;
- la zone II est constituée de sol en équilibre limite de butée (équilibre supérieur de Rankine) ;
- la zone III est en équilibre limite, assuré par la présence de l'ouvrage.

Les zones II et III sont séparées par la surface critique qui est située à la profondeur  $z_c$ . Il importe de noter que l'extension des zones II et III en amont de la

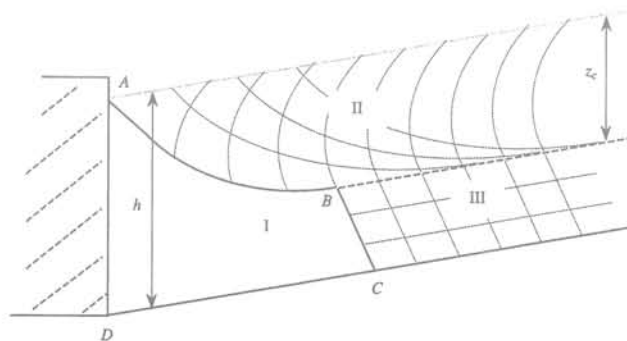


FIG. 6 Schéma cinématique associé au massif de sol.  
Kinematic scheme related to the bank.

zone I est limitée. En effet, seule une partie du massif au voisinage de la zone I est en état d'équilibre limite. Au-delà, les expressions précédentes des contraintes normale et tangentielle (Eq. 6, 7 et 11) sont vraisemblablement incorrectes. En revanche, on peut admettre en première approximation que ces expressions demeurent valides le long de la frontière ABC. Ce résultat sera exploité dans le cadre de l'analyse mécanique du coin de sol ABCD.

### 3.3.3

#### Équilibre mécanique du coin de sol en équilibre surabondant

Afin d'évaluer le chargement imposé par le massif sur le parement de l'ouvrage, l'équilibre du coin de sol lié à l'ouvrage (zone I) est analysé. La géométrie de ce coin de sol n'est en fait pas complètement définie. En effet, la ligne de glissement issue du point A admet pour asymptote la surface critique (profondeur  $z_c$ ); il n'est donc pas possible de situer la position du point B le long de cette surface. De manière à simplifier les calculs, on adoptera l'hypothèse que ce coin de sol peut être assimilé à un quadrilatère ABCD (Fig. 7), dont l'arête AB est tangente au point A à la première ligne de glissement issue de ce point. De cette façon, l'angle

$\alpha$  est choisi égal à  $\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ . Le volume ABCD est soumis aux efforts suivants (Fig. 7) :

- son poids propre  $P_1$ ;
- une distribution de contrainte  $(\sigma_1, \tau_1)$  sur AB dont la résultante  $F_1$  a pour composantes  $(N_1, T_1)$ ;
- une distribution de contrainte  $(\sigma_2, \tau_2)$  sur BC dont la résultante  $F_2$  a pour composantes  $(N_2, T_2)$ ;
- une distribution de contrainte  $(\sigma_3, \tau_3)$  sur CD dont la résultante  $F_3$  a pour composantes  $(N_3, T_3)$ ;
- la réaction du parement dont la résultante  $F_{lim}$  a pour composantes  $(X, Z)$ .

#### • Calcul de $N_1$ et $T_1$

En prenant avantage de la construction du pôle (point P sur la figure 8), il est aisé d'établir les expressions de  $\sigma_1$  et  $\tau_1$  (Costet, 1976) :

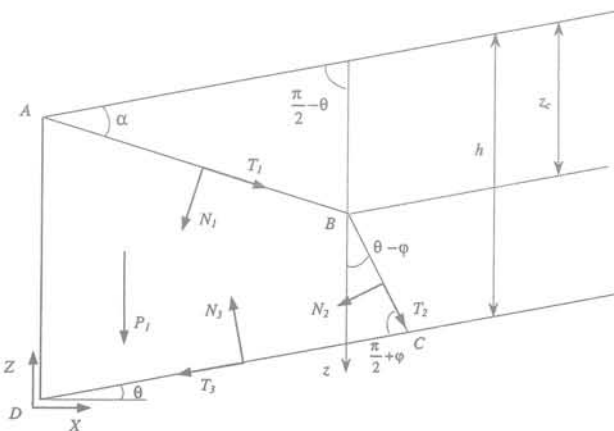


FIG. 7 Équilibre mécanique du quadrilatère ABCD.  
Mechanical balance of quadrilateral ABCD.

$$\sigma_1 = x - r \cos(\omega + 2\alpha) \quad (12)$$

$$\tau_1 = -r \sin(\omega + 2\alpha) \quad (13)$$

dans lesquelles :

$$x = \frac{c + \sigma_0 \tan \varphi + \sin \varphi \sqrt{(c + \sigma_0 \tan \varphi)^2 - \tau_0^2}}{\tan \varphi} \quad (14)$$

$$r = x \sin \varphi + c \cos \varphi \quad (15)$$

$$\tan \omega = \frac{|\tau_0|}{x - \sigma_0} \quad (16)$$

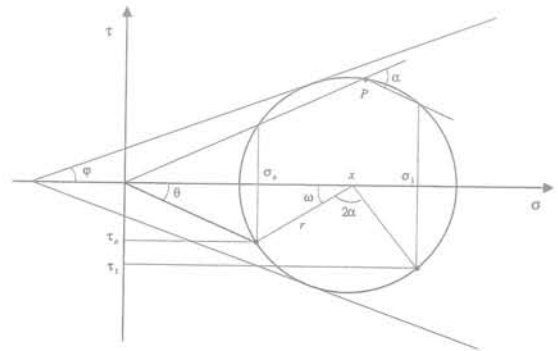


FIG. 8 Cercle de Mohr associé à l'état de contrainte sur AB.  
Mohr circle related to the state of stress along AB.

Les expressions de  $N_1$  et  $T_1$  sont alors les suivantes :

$$N_1 = \int_0^{z_c} \sigma_1(z) \frac{\cos \theta}{\sin \alpha} dz \quad (17)$$

$$T_1 = \int_0^{z_c} \tau_1(z) \frac{\cos \theta}{\sin \alpha} dz \quad (18)$$

#### • Calcul de $N_2$ et $T_2$

Les équations 12 à 16 restent valides, en appliquant formellement  $\tau_0(z) = -c - \sigma_0(z) \tan \varphi$ .

Les expressions de  $N_2$  et  $T_2$  sont alors les suivantes :

$$N_2 = \int_{z_c}^h \sigma_2(z) \frac{\cos \theta}{\sin \varphi} dz \quad (19)$$

$$T_2 = \int_{z_c}^h \tau_2(z) \frac{\cos \theta}{\cos \varphi} dz \quad (20)$$

#### • Calcul de $N_3$ et $T_3$

Les contraintes  $(\sigma_3, \tau_3)$ , que l'on supposera uniformes le long du substratum, sont données par :

$$\sigma_3 = \sigma_o(h) \quad (21)$$

$$\tau_3 = \tau_o^*(h) \quad (22)$$

De cette façon, il vient :

$$N_3 = \gamma h CD \cos^2 \theta \quad (23)$$

$$T_3 = CD (c + \gamma h \cos^2 \theta \tan \varphi) \quad (24)$$

avec

$$CD = z_c \frac{\cos(\alpha - \theta)}{\sin \alpha} - (h - z_c) \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\cos \varphi} \quad (25)$$

L'équilibre du massif de sol ABCD fournit alors les deux relations :

$$\begin{aligned} X &= N_1 \sin(\alpha - \theta) - T_1 \cos(\alpha - \theta) + N_2 \cos(\theta - \varphi) - \dots \\ &\dots - T_2 \sin(\theta - \varphi) + N_3 \sin \theta + T_3 \cos \theta \end{aligned} \quad (26)$$

$$\begin{aligned} Z &= N_1 \cos(\alpha - \theta) + T_1 \sin(\alpha - \theta) + N_2 \sin(\theta - \varphi) + \dots \\ &\dots + T_2 \cos(\theta - \varphi) - N_3 \cos \theta + T_3 \sin \theta + P_1 \end{aligned} \quad (27)$$

ce qui permet de définir la résultante  $F_{lim}$  appliquée par le massif le parement latéral de l'ouvrage :

$$F_{lim} = \sqrt{X^2 + Z^2} = f_{lim}(c, \varphi) \quad (28)$$

Contrairement à l'expression de  $F_{eq}$ , l'expression de  $F_{lim}$  ne fait pas apparaître de dépendance avec la longueur du glissement.  $F_{lim}$  s'interprète comme la valeur de la résultante appliquée au parement compatible avec un champ de contrainte licite sur la frontière amont du coin de sol ABCD. C'est donc la valeur maximale de résultante qui peut être appliquée sur le parement.

### 3.3.4

#### Longueur critique de glissement

La longueur critique de glissement  $L_c$  est définie comme la longueur permettant d'assurer l'égalité  $F_{eq} = F_{lim}$ . La longueur critique apparaît donc comme un paramètre pertinent pour évaluer la stabilité du massif :

- Si  $L < L_c$  La stabilité du massif est assurée, l'effort appliqué sur le parement est égal à  $F_{eq}$ .
- Si  $L = L_c$  Le massif est, dans le voisinage du parement, en état d'équilibre limite. L'effort appliqué sur le parement est égal à  $F_{lim}$ .
- Si  $L > L_c$  L'état d'équilibre du massif n'est plus compatible avec un champ de contrainte licite. Le glissement est susceptible de se produire et de se déverser au-dessus du parement de l'ouvrage. L'effort appliqué sur le parement est borné par  $F_{lim}$ .

Pour un site donné, dont on connaît les valeurs de  $\gamma$ ,  $h$  et  $\theta$ ,  $L_c$  est fonction de  $c$  et  $\varphi$  :  $L_c = f(c, \varphi)$ . On considère le cas où  $\theta = 25$  degrés,  $h = 8$  mètres et  $\gamma = 18$  kN/m<sup>3</sup>. La figure 9 représente l'évolution de  $L_c$  en fonction de l'angle de frottement, pour différentes valeurs de cohésion. La longueur critique de glissement augmente avec  $c$  et  $\varphi$ , et ce d'autant plus vite que la valeur de  $\varphi$  est élevée.

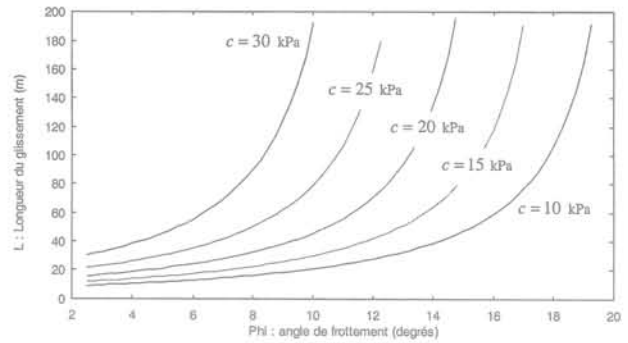


FIG. 9 Évolution de la longueur critique du glissement en fonction de  $c$  et  $\varphi$ . Evolution of the critical length of the landslide as a function of both  $c$  and  $\varphi$ .

### 3.4

#### Sensibilité de la résultante aux paramètres mécaniques et géométriques

En conservant les valeurs précédentes de paramètres :  $\theta = 25$  degrés,  $H = 8$  mètres et  $\gamma = 18$  kN/m<sup>3</sup>, on examine successivement l'évolution de  $F_{lim}$  en fonction de  $L_c$  pour différentes valeurs de cohésion (Fig. 10), puis l'évolution de  $F_{lim}$  en fonction de  $\varphi$  pour différentes valeurs de  $L_c$  (Fig. 11).

La figure 10 montre une dépendance non-linéaire forte entre  $F_{lim}$  et la longueur critique du glissement  $L_c$ . En revanche, pour une même longueur critique de glissement, on observe sur la figure 11 une faible dépendance entre  $F_{lim}$  et les paramètres mécaniques  $c$  et  $\varphi$ ,  $F_{lim}$  étant maximum lorsque l'angle de frottement devient nul. Ce résultat est intéressant, en particulier lorsqu'il s'agit d'un site où il n'est pas aisé d'apprécier les paramètres mécaniques  $c$  et  $\varphi$ . On pourra alors choisir  $\varphi = 0$ , et faire l'hypothèse que le massif est en état d'équilibre limite ; la cohésion  $c$  vérifie alors la relation implicite  $L = f(c, \varphi = 0)$ , où  $L$  est la longueur estimée du glissement. Cette simplification permet d'estimer l'effort maximal qui peut être appliqué sur le parement de l'ouvrage. D'une manière générale, la méthodologie applicable sur un site donné pour déter-

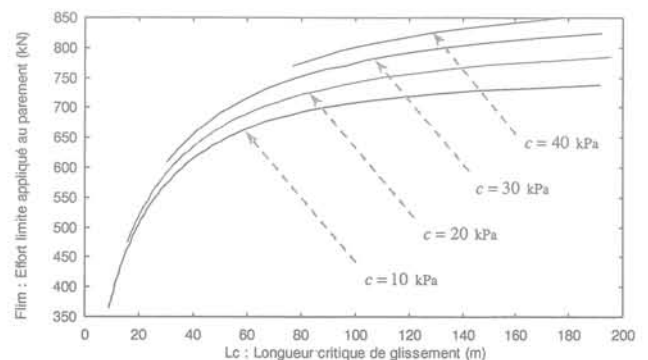


FIG. 10 Évolution de  $F_{lim}$  en fonction  $L_c$ , pour différentes valeurs de cohésion. Evolution of  $F_{lim}$  as a function of  $L_c$  for several values of cohesion.

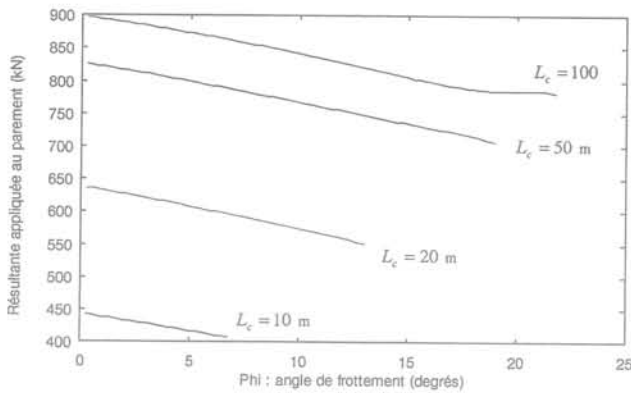


FIG. 11 Évolution de  $F_{lim}$  en fonction de l'angle de frottement pour différentes valeurs de  $L_c$ . Evolution of  $F_{lim}$  as a function of the friction angle, for several values of  $L_c$ .

TABLEAU I Méthodologie d'estimation de l'effort appliqué sur l'ouvrage. Assessment method of the force applied to the dam.

	$c$ et $\varphi$ connus	$c$ et $\varphi$ difficilement
$L$ connue	$F_{eq} = L f_{eq}(c, \varphi)$ $F_{lim} = f_{lim}(c, \varphi)$ $F = \min(F_{eq}, F_{lim})$	$\varphi = 0$ et $c/L = f(c, \varphi = 0)$ $F_{lim} = f_{lim}(c, \varphi)$ $F = F_{lim}$
$L$ difficilement appréciable	$L = f(c, \varphi)$ $F_{lim} = f_{lim}(c, \varphi)$ $F = F_{lim}$	

miner l'effort  $F$  appliqué sur le parement de l'ouvrage est résumée sur le tableau I.

### 3.5

## Exemple d'application

A titre d'illustration, on considère le cas d'une berge dont la longueur est difficilement appréciable. Le massif est constitué d'une argile remaniée, dont les paramètres sont :

$$\begin{aligned} \theta &= 25 \text{ (degrés)} & \varphi &= 18 \text{ (degrés)} \\ h &= 8 \text{ (mètres)} & c &= 10 \text{ (kPa)} \\ \gamma &= 18 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

Afin de se placer dans les conditions les plus défavorables, on fait l'hypothèse que le massif est en état d'équilibre limite, ce qui conduit à une valeur de résultante  $F = f_{lim}(c, \varphi)$ . On obtient alors comme valeurs numériques pour  $F$  et ses deux composantes  $X$  et  $Z$  :

$$\begin{aligned} F &= 809 \text{ (kN)} \\ X &= 735 \text{ (kN)} \\ Z &= 338 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

Avec de telles hypothèses, la longueur du glissement est égale à 100 mètres.

Il s'agit bien sûr d'une méthode très simplifiée, bi-dimensionnelle, et reposant sur plusieurs hypothèses ; mais elle est facile et rapide à mettre en œuvre, et peut fournir en particulier une première estimation de l'action de la poussée des berges dans le plan du barrage. Néanmoins, seule la résultante de cette action est évaluée ; cette méthode ne permet pas de connaître la distribution des contraintes le long du parement du barrage. Cette limitation justifie en partie l'introduction d'une approche numérique plus fine.

## 4

## Approche par la méthode des éléments finis

En complément de l'approche analytique développée ci-dessus, une série de modélisations numériques a été entreprise. Ces modélisations numériques, bi-dimensionnelles, sont réalisées sur une coupe perpendiculaire à l'axe du torrent : cette approche a été préférée à ce stade de l'étude à une modélisation tridimensionnelle.

Les objectifs de ces modélisations sont les suivants :

- comparaison avec la méthode analytique ;
- connaissance des efforts internes dans l'ouvrage ;
- évaluation du rôle de la géométrie de l'ouvrage ;
- évaluation de l'effet de l'inclinaison des berges latérales ;
- évaluation de l'effet d'une surface de glissement préexistante dans les berges.

### 4.1

## Modélisation

Les modélisations ont été effectuées avec le logiciel Plaxis (Brinkgreve, 1998). Le comportement du sol est un modèle élastique-plastique de Mohr Coulomb sans écrouissage. Les caractéristiques géométriques et géotechniques sont identiques à celles retenues pour l'approche analytique, sauf les points suivants :

- la longueur de la pente a été réduite à 75 mètres. Une étude de sensibilité a montré que cela n'avait pas d'influence sur les résultats ultérieurs ;
- un module d'Young pour le sol de 13 MPa et un coefficient de Poisson de 0,3 ont été adoptés. Ces valeurs de paramètres élastiques ne sont pas nécessaires dans l'approche analytique en plasticité parfaite. Les valeurs de cohésion et d'angle de frottement sont respectivement égales à 10 kPa et 18 degrés, identiques à celles retenues dans la section précédente.

Le maillage retenu est indiqué sur la figure 12 : une zone de substratum a été introduite sous la couche de sol. Une interface, sans réduction de propriétés mécaniques, permet le glissement de la couche de sol sur le substratum. On a choisi de ne pas réduire les propriétés mécaniques sur cette interface : elle est donc parfaitement rugueuse. Son rôle est de permettre le glissement entre la couche de sol et le substratum en créant ainsi des nœuds supplémentaires dans le

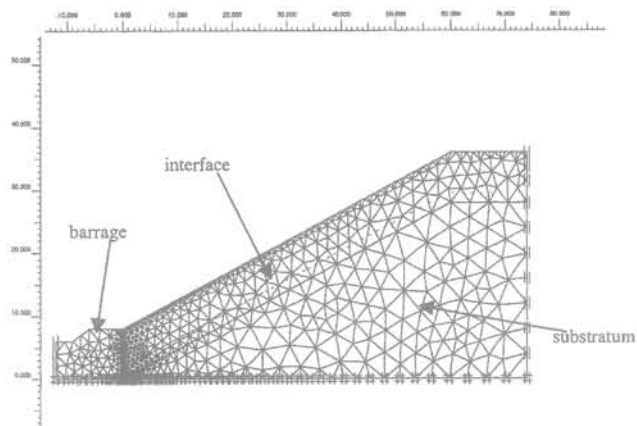


FIG. 12 Maillage.  
Mesh.

maillage. Le chargement du modèle a été mené en appliquant le poids propre à la couche de sol : un poids volumique de  $18 \text{ kN/m}^3$  a été considéré. Il n'a pas été pris en compte de nappe phréatique.

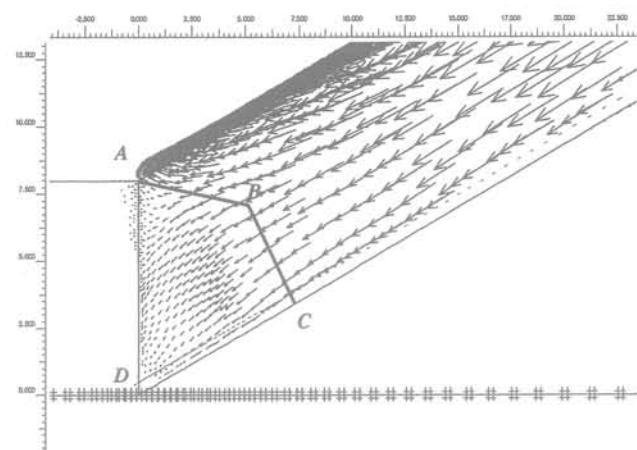


FIG. 13 Champ de déplacements incrémentaux.  
Displacement increments.

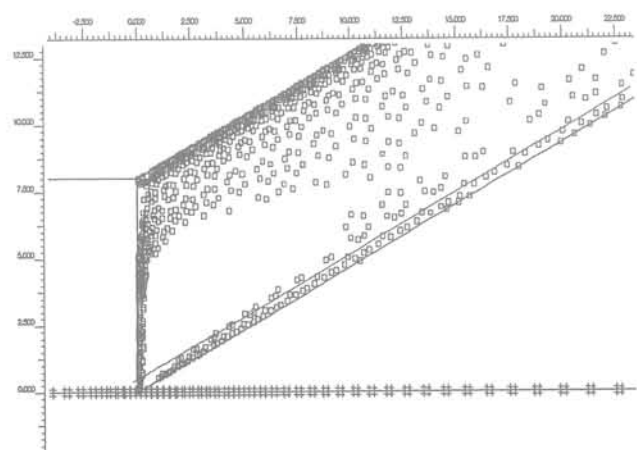


FIG. 14 Points plastiques.  
Plastic points.

## 4.2

### Résultats

La modélisation par éléments finis permet de connaître les champs de déplacements et de contraintes en tout point du massif. Dans cette étude, on s'intéresse particulièrement à la cinématique de rupture. Le champ de déplacement incrémental représenté sur la figure 13 correspond alors aux vecteurs de déplacement entre les deux derniers pas de calcul. Il permet de visualiser l'écoulement plastique de la pente au-dessus du barrage, et aussi la zone où l'on retrouve un coin de sol ABCD analogue à celui mis en évidence sur la figure 6. Un examen des points où le critère de plasticité est vérifié (Fig. 14) montre que le sol est plastifié sur l'interface, le long du parement AD, et aussi en surface.

## 4.3

### Coefficient de sécurité

Il est possible de calculer le coefficient de sécurité  $f_s$  de la pente par une méthode analogue à la méthode de Taylor en diminuant cohésion et angle de frottement. Appliquée au cas présent, cette méthode fournit un coefficient de sécurité de l'ordre de 1.03. Les déplacements calculés n'ont alors pas de signification phy-

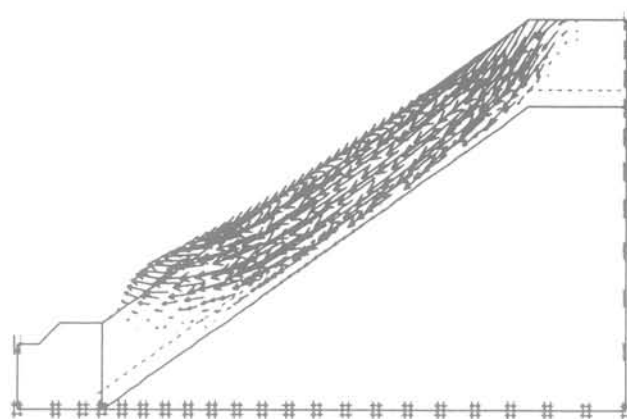


FIG. 15 Champ de déplacement incrémental.  
Displacement increments.

sique, mais leur champ de vecteurs permet de figurer la forme de rupture qui se développe dans le massif de sol (Fig. 15). La valeur du coefficient de sécurité est légèrement supérieure à 1 : c'est pourquoi les calculs précédents ont pu être menés en appliquant l'intégralité du poids propre de la couche de sol.

## 4.4

### Efforts appliqués sur l'ouvrage

Il est possible de calculer les efforts appliqués sur le parement vertical de l'ouvrage en intégrant les répartitions de contraintes normales et tangentielles agissant.

Ce calcul fournit :

$$F = 717 \text{ (kN)}$$

$$X = 680 \text{ (kN)}$$

$$Z = 228 \text{ (kN)}$$

Ces valeurs sont cohérentes avec celles obtenues par l'approche analytique. Les répartitions des contraintes sont données sur la figure 16. Il est important de noter que la répartition de contraintes normales n'augmente pas linéairement avec la profondeur : elle est même décroissante à partir de la mi-hauteur du parement ; la partie haute de l'ouvrage est alors fortement sollicitée. La valeur maximale de la contrainte normale est de 140 kPa, et celle de la contrainte de cisaillement de 57 kPa à une profondeur de 4,2 mètres sous la crête de l'ouvrage. Les irrégularités sur les

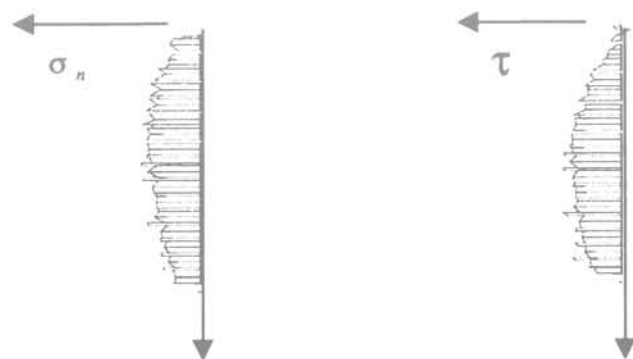


FIG. 16 Répartition des contraintes normale  $\sigma_n$  et tangentielle  $\tau$  sur le parement.  
Distribution of normal stress  $\sigma_n$  and shear stress  $\tau$  along the wall.

courbes de contraintes (Fig. 16) correspondent au choix du maillage : un maillage plus fin aurait permis d'éviter cet effet parasite.

5

## Conclusion

L'étude décrite dans cet article a permis de mettre en évidence l'intérêt d'une approche analytique bi-dimensionnelle. Il s'agit d'une approche simplifiée, mais qui permet d'estimer la longueur de glissement affectant les berges latérales, et la résultante des efforts appliqués par le massif sur le parement de l'ouvrage. Elle présente donc un intérêt certain pour l'ingénierie dans le cadre d'une phase de pré-dimensionnement des ouvrages de correction. La comparaison des résultats avec ceux fournis par une modélisation aux éléments finis a permis de constater une bonne cohérence entre les deux méthodes. Si la modélisation aux éléments finis fournit une information plus complète de l'action imposée sur l'ouvrage (distribution de contraintes le long du parement), il importe de souligner les difficultés de mise en œuvre de cette méthode dans un contexte d'instabilité de berges, liées aux déformations importantes que subit le massif au voisinage de son état d'équilibre limite.

Enfin, il convient de noter que la limitation majeure de la présente étude reste son caractère bi-dimensionnel. Les efforts mis en jeu peuvent être absorbés par la structure s'ils restent dans le plan du voile. Par contre, si les conditions géométriques de l'ouvrage par rapport à la pente entraînent des efforts hors plan, la flexion parasite ainsi créée est néfaste et nécessite alors des calculs tridimensionnels.

## Bibliographie

Blondeau F., Virollet M. – « Les méthodes d'analyse de stabilité », *Bulletin de liaison des Laboratoires des ponts et chaussées* n° spécial, 1967, p. 149-154.  
Brinkgreve R.B.J., Vermeer P.A. – *Plaxis*, version 7, Rotterdam, Balkema, 1998.  
Costet J., Sanglerat G. – *Cours pratique de mécanique des sols*. Éd. Dunod, 1976.  
Deymier C., Tacnet J.M., Mathys N. – *Conception et calcul de barrages de cor-*

*rection torrentielle*. Études, n° 18, Cemagref Éditions, 1995.  
Gotteland P., Tacnet J.M. – « Caractérisation des sols grossiers, application aux sols de torrents », *Revue Française de Génie Civil*, vol. 4, n° 2-3, 2000, p. 328-338.  
Sanglerat G., Cambou B., Olivari G. – *Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondation*, Dunod, Tome 2, 1981, p. 216-257.

Tacnet J.M., Gotteland P. – « Mesure des caractéristiques géotechniques des sols grossiers, application aux sols de torrent », Actes du colloque Inter-Praevent, Villach, Autriche, 2000.  
Taylor D.W. – *Fundamentals of Soil Mechanics*. New York, John Wiley and sons, 1948.

**Journées nationales de géotechnique  
et de géologie de l'ingénieur**  
**« Optimisation de l'insertion des ouvrages  
dans le sol et le sous-sol »**  
**8-10 octobre 2002, Nancy**

**APPEL A COMMUNICATIONS ET PRÉINSCRIPTION**

**Information**

**Objectif**

L'objectif de ces journées est de rassembler le plus largement possible la communauté française et francophone et, en particulier, les ingénieurs et chercheurs qui n'ont pas souvent l'occasion de s'exprimer : jeunes géotechniciens et géologues, ingénieurs d'entreprises, de bureaux de conseil ou de bureaux d'études, ingénieurs de terrain, d'agence de province, etc.

Priorité sera donnée à l'expression et aux échanges : un maximum de communications retenues pourront être présentées oralement.

**Thèmes**

- Connaissance du site
  - études préliminaires
  - contraintes environnementales
  - reconnaissances
- Adaptation de l'ouvrage au site
  - impacts de projets/conflits d'usage
  - conception des projets
  - modélisation
- Réalisation des travaux et incidences sur le site
  - technique d'exécution
  - conséquences des travaux pour l'environnement
  - surveillance et suivi pendant les travaux
- Vie des ouvrages – vieillissement
  - surveillance et suivi à long terme
  - maintenance, réhabilitation
- Retour d'expériences
  - études de cas
  - capitalisation et diffusion de la connaissance
- Nouveaux problèmes, nouvelles solutions, nouvelles techniques : expression libre

**Calendrier**

Date limite de réception des résumés :	30 novembre 2001
Acceptation des résumés :	31 janvier 2002
Date limite de réception des textes :	30 avril 2002
Corrections éventuelles :	30 juin 2002

**Secrétariat**

**M. Adel ABDALLAH**  
LAEGO – ENSGéologie  
Rue du Doyen Marcel-Roubault  
54501 Vandœuvre-lès-Nancy  
Tél. : 03 83 59 63 72 – Fax : 03 83 59 63 00  
e-mail : Adel.Abdallah@ensg.inpl-nancy.fr



# Contribution de la reconnaissance pressiométrique au dimensionnement d'un grand mur de soutènement en zone montagneuse

J. MONNET

LIRIGM  
Université Joseph-Fourier  
BP 53  
38041 Grenoble  
Jmonnet@ujf-grenoble.fr

D. ALLAGNAT

Scetauroute  
3, rue Docteur-Schweitzer  
38180 Seyssins  
d.allagnat@scetauroute.fr

## Résumé

Le dimensionnement des grands murs de soutènement en montagne est un judicieux équilibre entre les règles de sécurité à appliquer pour prévenir la rupture ou les grands déplacements et le budget d'investissement dans la construction qui doit être le plus économique possible. Pour ce type d'ouvrage, les caractéristiques de cisaillement du sol sont des paramètres extrêmement sensibles, si bien que de petites variations sur les hypothèses de cohésion ou d'angle de frottement conduisent à des grandes variations sur les efforts que doit supporter la structure.

L'analyse pressiométrique est alors une bonne contribution car elle permet de caractériser de tels sols en respectant leur structure naturelle. Dans cette étude les dépôts fluvio-glaciaires ont été supposés non cohérents. Le dimensionnement des murs de soutènement de Tèche sur l'autoroute A49 entre Grenoble et Valence a été réalisé avec l'angle de frottement déterminé au pressiomètre, ce qui a permis d'optimiser les renforcements. L'autoroute est en service depuis 1991, et le suivi du mur ne montre aucune déformation sensible.

*Mots-clés* : Essais *in situ* et mesures, murs de soutènement, pressiomètre, angle de frottement.

## Design of a large soil retaining structure in mountain area with the help of pressuremeter analysis

## Abstract

The design of a large retaining structure is a balance between safety rules, which are used to prevent failure or large displacements and the building cost of the wall. In such a case, the shearing parameters of the soil are very sensitive so that small variations on cohesion or internal angle of friction give large variations on forces supported by the structure.

The pressuremeter analysis is the technique used to measure the internal angle of the gravel. It is assumed that the soil is non cohesive. The design of the retaining wall of Tèche on the A49 Grenoble Valence motorway is made with the friction angle determined by pressuremeter test, which allows the adjustment

## Introduction

Le dimensionnement des grands murs de soutènement en montagne est un judicieux équilibre entre les règles de sécurité à appliquer pour prévenir la rupture ou les grands déplacements et le budget d'investissement dans la construction qui doit être le plus économique possible. Pour ce type d'ouvrage, les caractéristiques de cisaillement du sol sont des paramètres extrêmement sensibles, si bien que de petites variations sur les hypothèses de cohésion ou d'angle de frottement conduisent à des grandes variations sur les efforts que doit supporter la structure. La méthode usuelle d'investigation est de prélever des échantillons de sol intacts qui seront ensuite testés au laboratoire. Malheureusement beaucoup de sols rencontrés en montagne ne peuvent pas être testés au laboratoire par les équipements courants. En particulier, les graves ont souvent une granulométrie ( $D_{\max} > 5 \text{ mm}$ ) qui les rend inadaptées aux essais triaxiaux classiques dont la taille d'échantillon est limitée (70 mm par 140 mm).

L'analyse pressiométrique est alors intéressante car elle permet de caractériser de tels sols en respectant leur structure naturelle. Dans cette étude, les dépôts fluvio-glaciaires ont été supposés non cohérents. Les courbes pressiométriques étant liées à la fois au module élastique de cisaillement  $G$  et à l'angle de frottement interne  $\phi'$ , un cycle de déchargement rechargement a été réalisé pour séparer le comportement élastique du comportement plastique. L'angle de frottement interne est ensuite mesuré par la pente de la relation linéaire entre les logarithmes des pressions et des déformations radiales au forage (Clark *et al.*, 1998; Hugues *et al.*, 1997) et les caractéristiques mécaniques sont contrôlées par la comparaison entre les courbes pressiométriques expérimentale et théorique, mais aussi par la valeur des pressions limites expérimentale et théorique (Monnet, 1990, Monnet *et al.*, 1994). Le dimensionnement du mur de soutènement de Tèche sur l'autoroute A49 entre Grenoble et Valence a été réalisé avec l'angle de frottement déterminé au pressiomètre, ce qui a permis d'optimiser les renforcements. L'autoroute A49 implantée sur les plateaux bordant l'Isère depuis Grenoble doit franchir à cet endroit un verrou de près de 1 300 m de long dans le secteur de Tèche. Le versant de Tèche marque un resserrement de la vallée de l'Isère en rive droite et un point de passage imposé pour le tracé autoroutier. Ce secteur a une pente de  $30^\circ$ , voire localement  $40^\circ$ .

of the wall to the geotechnical environment. A49 follows the Isère River on the right side and passes along a 1 300 m hill-side in the area of Tèche. Nowadays after 10 years of measurements there is no significant displacements of the retaining walls.

*Key words* : field testing and monitoring, retaining walls, pressuremeter, friction angle.

## Notations

$a$	:	rayon du forage.
$b$	:	rayon externe de la première zone plastique.
$c$	:	rayon externe de la seconde zone plastique.
$r$	:	rayon.
$z$	:	profondeur de l'essai.
$u_n$	:	déplacement radial au contact du forage.
$p$	:	pression radiale au contact du forage appliquée par le pressiomètre.
$D_{\max}$	:	diamètre de la plus grosse particule de l'échantillon.
$G$	:	module élastique de cisaillement.
$E$	:	module de Young.
$E_M$	:	module pressiométrique Ménard.
$\gamma$	:	poids volumique du sol.
$\lambda$ et $\mu$	:	coefficient de Lamé.
$K_0$	:	coefficient de pression des terres au repos.
$\phi'$	:	angle de frottement interne.
$\phi_\mu$	:	angle de frottement intergranulaire.
$\psi$	:	angle de dilataance.
$P_1$	:	pression limite conventionnelle.
$\sigma_1', \sigma_2', \sigma_3'$	:	contraintes principales effectives.
$\sigma_r', \sigma_\theta', \sigma_z'$	:	contraintes effectives radiale, circumférentielle, verticale.
$\sigma_{rb}'$	:	contraintes effectives radiale au niveau du rayon $b$ .
$\sigma_z'$	:	contrainte effective verticale.
$\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$	:	déformations principales
$\epsilon_r, \epsilon_\theta$	:	déformations radiale et circumférentielle.
$V_s$	:	volume initial de la sonde pressiométrique.
$V_1$	:	volume injecté dans la sonde pressiométrique pour recomprimer le sol à l'état initial.

## Description du projet

L'autoroute A49 (Grenoble Valence) permet d'assurer la continuité des autoroutes alpines, concédées à la société des autoroutes Rhône-Alpes (AREA), avec l'autoroute de la vallée du Rhône. L'autoroute A49 implantée sur les plateaux bordant l'Isère depuis Grenoble doit franchir à flanc de coteau un verrou de près de 1 300 m de long dans le secteur de Tèche. Le versant de Tèche marque un resserrement de la vallée de l'Isère en rive droite et un point de passage imposé pour le tracé autoroutier. Ce secteur a une pente de 30°, voire localement 40°, avec une topographie régulière marquée seulement par quelques ravines de 3 m à 5 m de profondeur. Les deux chaussées sont disposées à deux niveaux différents (Fig. 1). Le mur en déblai supérieur de 10 m à 20 m est stabilisé par des ancrages et des clous. Le mur en remblai inférieur de 6 m à 15 m est réalisé en terre armée. Le mur intermédiaire de 6 m entre les deux niveaux de chaussées est également en terre armée. Une voie de chemin de fer passe en haut du versant et il est essentiel de n'avoir aucun déplacement. Il a été utilisé dans ces travaux de soutènement 900 ancrages, 1 100 clous et 14 000 m<sup>2</sup> en surface de terre armée pour un coût total de 90 MF.

### 3.1

## Cadre géologique général

La géologie du site est relativement simple dans son ensemble ; le substratum molassique (Liocène), sub-affleurant dans les zones de ravinement est recouvert par des dépôts fluvio-glaciaires hétérogènes et d'épaisseur très variable appartenant à la « terrasse de Saint-Marcel-lès-Valences ». A l'aval du projet côté Nord une terrasse alluviale ennoie le pied du versant et borde l'Isère.

### 3.2

## Description géotechnique des terrains

Les terrains présentent ici des faciès assez hétérogènes, surtout ceux constituant la couverture, le sub-

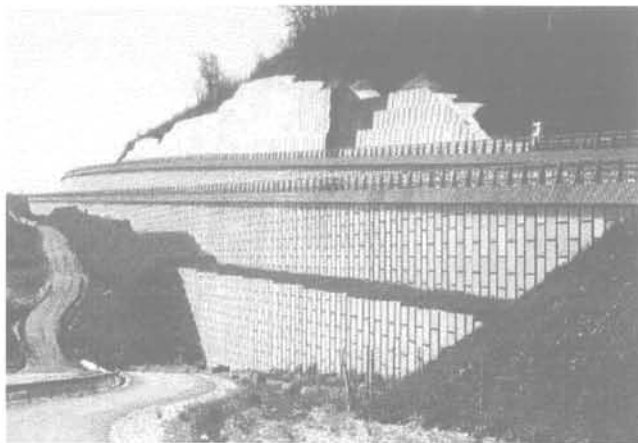


FIG. 1 Le mur de soutènement de Tèche.  
The Tèche retaining wall.

stratum molassique restant relativement homogène. Il s'agit d'un site de versant où les dépôts ont subi de nombreux remaniements (ravinement, altération du substratum...) consécutifs aux variations de niveau de l'Isère lors du retrait des glaciers. On peut donc distinguer les huit faciès suivants :

- *graves argileuses et argiles graveleuses rouges* 0/150 mm, rencontrées en surface sur une épaisseur d'ordre métrique ;
- *graves sableuses* 0/150 mm, à faible matrice argileuse plastique enrobant les galets et pouvant contenir de gros blocs. Ce faciès représente environ 75 % des terrains meubles ;
- *graves argileuses* 0/150 mm, de couleur blanc-gris et présentant une certaine cohésion. Les épaisseurs sont parfois importantes et se présentent sous forme de lentilles aléatoires au sein de la formation précédente ;
- *poudingues de cimentation variable* 0/150 mm voire 0/80 mm en lentilles de faible épaisseur (< 0,5 m) mais d'extension pouvant atteindre une dizaine de mètres ;
- *graves crues* 0/150 mm ou graviers 0/60 mm, généralement associés aux poudingues et constituant leur base. Ce faciès est également lenticulaire ;
- *sables et graves ou graviers* alternant en petits bancs de 0,20 à 0,40 m d'épaisseur correspondant à des conditions de dépôts particulières ;
- *sables gris homogènes* plus ou moins grossiers, présents localement en forte épaisseur ;
- *substratum molassique* qui se présente sous le faciès classique de sables jaunâtres plus ou moins cimentés, très monotones admettant localement de très fins joints d'argile beige (1 à 10 mm) ainsi que des niveaux lenticulaires franchement grésifiés épais de 0,15 à 0,20 m. Il n'a pas été observé de faille malgré la proximité des chaînons calcaires subalpins.

Pour l'hydrogéologie du site, on peut noter que les ravines visibles sur le versant correspondent à des venues d'eau ponctuelles lors de très fortes précipitations à la faveur de lentilles plus graveleuses et perméables au sein des dépôts fluvio-glaciaires. Les formations fluvio-glaciaires sont le siège de petites nappes perchées se vidangeant très rapidement.

Les aspects les plus remarquables du site concernent le niveau du substratum molassique, la constitution et les caractéristiques mécaniques de la couverture graveleuse supérieure.

### 3.3

## Les reconnaissances géotechniques

Les reconnaissances géotechniques se sont déroulées en plusieurs phases successives avec les moyens suivants :

- *sondages électriques et sismiques* ;
- *sondages destructifs avec enregistrement de paramètres et sondages à la tarière* ;
- *sondages carottés* ;
- *sondages pressiométriques standards et avec cycles de charge-décharge*, notamment dans la molasse ;
- *sondages pelle araignée* et puits de reconnaissance afin de préciser la nature et les caractéristiques des sols.

Les résultats de ces études sont indiqués dans le

**TABEAU I** Résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique.  
Results of the geotechnical exploration.

Lithograpy	Essais pressiométriques			Paramètre de forage	Paramètre sismique
	Module pressiométrique (MPa)	Écart-type (MPa)	Nombre d'essais	Vitesse d'avancement (m/h)	Vitesse sismique (m/s)
Sable et grave	43	26	256	100-150	850-1 500
Sable gris	94	21,8	7	50-150	850-1 500
Grave lâche	2,6	1,3	7	> 250	300-600
Molasse lâche	15,4	6,9	17	20-200	1 200-1 400
Molasse dure	458	253	66	< 50	1 900-2 200

tableau I. Nous ne détaillerons pas ici l'ensemble des résultats des essais *in situ* et en laboratoire, et nous nous attacherons principalement à la problématique posée par l'évaluation des caractéristiques de cisaillement des sols grossiers constitués par les dépôts fluvio-glaciaires. Il a été décidé de privilégier les essais pressiométriques pour les raisons suivantes :

- c'est un essai *in situ* qui respecte la structure du sol ;
- il est réalisable même dans les sols grossiers ;
- il peut être positionné à la fois dans le plan horizontal et verticalement ;
- il permet de déterminer le module élastique de cisaillement  $G$  ;
- il permet de déterminer l'angle de frottement interne  $\phi'$  (ou la cohésion non drainée  $C_u$ ).

#### 4

## Théorie pressiométrique

### 4.1

### L'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique est bien connu depuis plusieurs dizaines d'années (Ménard, 1955). Il est utilisé largement actuellement pour les dimensionnements de fondation (Ménard, 1957 ; Gambin, 1979 ; Amar *et al.*, 1991). La méthode usuelle consiste à déduire de l'essai le module pressiométrique, qui est obtenu à partir de la pente de la partie linéaire de la relation entre la pression et le volume du pressiomètre, ainsi que la pression limite, qui est la valeur de la pression quand la sonde double de volume (pour un volume injecté  $V_s + 2.V_1$ ) après que le sol a retrouvé son état initial (pour un volume injecté  $V_1$ ). Le module pressiométrique et la pression limite sont utilisés dans des formules empiriques pour estimer respectivement le tassement et la capacité portante des fondations.

Si nous considérons l'essai pressiométrique comme un essai de cisaillement (Clarke *et al.*, 1998), il présente alors des qualités intéressantes. Le pressiomètre est un appareil qui mesure à la fois des caractéristiques de déformation et de résistance. C'est un essai *in situ* qui peut être réalisé dans n'importe quel sol, sans carottage

préalable. De ce fait, il est moins influencé par la granulométrie, le changement du degré de consolidation ou le remaniement qui apparaissent quand on fait un échantillonnage pour des essais de laboratoire.

Dans ce texte, nous présentons une méthode d'interprétation de l'essai pressiométrique permettant d'obtenir le module élastique de cisaillement et l'angle de frottement interne quand le sol est granulaire. Ces valeurs sont des paramètres liés à l'état de contrainte et ne sont pas influencées par le type de sonde utilisée ou par la façon dont le forage a été réalisé. Ils peuvent être utilisés dans le dimensionnement des ouvrages sans considérations empiriques, et pour d'autres ouvrages que les travaux de fondation, par exemple pour les murs de soutènement, la stabilité des pentes et le dimensionnement des tunnels. Les paramètres de comportement mécaniques du sol permettent alors d'adapter l'ouvrage en terrains meubles à son environnement géotechnique et d'optimiser le dimensionnement.

Cette méthode utilise une procédure expérimentale avec un essai pressiométrique à cycle, celui-ci étant effectué avant d'atteindre la pression de fluage. Le cycle sert à déterminer le module élastique de cisaillement et le module de Young à travers une hypothèse sur la valeur du coefficient de Poisson. L'effet du cycle est de supprimer la plus grande partie des déformations plastiques qui se produisent très tôt lors du chargement vierge. L'essai pressiométrique, que nous avons réalisé, nécessite des mesures plus nombreuses après le fluage, de façon à ce que l'analyse du sol en cisaillement puisse se faire précisément. Les mesures sont corrigées pour tenir compte de la dénivellée hydraulique, et de la géométrie de la sonde (Gaiatech, 1989) de façon à ce que la pression de réaction du sol et la déformation moyenne le long de la zone de mesure soient précisément définies. Les résultats des essais sont interprétés avec une théorie élasto-plastique de l'expansion de la sonde pressiométrique, pour obtenir le module de cisaillement et l'angle de frottement interne du sol.

### 4.2

### Hypothèses

Le sol a un comportement élastique linéaire de module  $G$  avec une plasticité non associée d'angle de

frottement interne  $\varphi'$ , d'un angle de dilataance  $\Psi$  lié au frottement intergranulaire  $\varphi_\mu$  (Monnet *et al.*, 1978) par :

$$\Psi = \varphi' - \varphi_\mu \quad (1)$$

Le critère de Mohr-Coulomb détermine la plasticité du sol :

$$F(\sigma) = (\sigma_1' - \sigma_3') - \sin \varphi' \cdot (\sigma_1' + \sigma_3') \quad (2)$$

L'écoulement plastique non associé est défini par la relation (3) avec le scalaire indéterminé  $\zeta$  :

$$d\epsilon^p = \zeta \cdot dH(\sigma)/d\sigma \quad (3)$$

et avec le potentiel plastique non associé H :

$$H(\sigma) = (\sigma_1' - \sigma_3') - \sin \Psi \cdot (\sigma_1' + \sigma_3') \quad (4)$$

Trois zones de comportements différents sont prises en compte depuis le forage :

- au contact du pressiomètre, il apparaît une plasticité entre la contrainte circonférentielle  $\sigma_\theta'$  et la contrainte radiale  $\sigma_r'$  dans le plan horizontal, entre les rayons a (du forage) et b limite de cette première zone plastique. Ceci donne le rapport de proportionnalité entre les contraintes et les déformations plastiques

$$N = \sigma_\theta' / \sigma_r' = (1 - \sin \varphi') / (1 + \sin \varphi') \quad (5)$$

$$n = -d\epsilon_r^p / d\epsilon_\theta^p = (1 - \sin \Psi) / (1 + \sin \Psi) \quad (6)$$

- au-delà, il peut apparaître une nouvelle zone plastique entre la contrainte circonférentielle  $\sigma_\theta'$  et la contrainte verticale  $\sigma_z'$  dans le plan vertical, entre les rayons b et c limite des zones plastiques ;

- une zone élastique plus large entoure tout l'ensemble, au-delà du rayon c.

L'équilibre dans le plan horizontal est vertical est pris en compte.

Le sol pulvérulent est considéré drainé.

### 4.3

## Équilibre élasto-plastique général

Quand deux zones plastiques existent, la relation générale d'équilibre entre contrainte et déformation au niveau du forage qui représente l'expression théorique pressiométrique est la suivante (Monnet *et al.*, 1994) :

$$\begin{aligned} \ln \left[ \frac{ua}{a} \cdot (1+n) - C1 \right] &= \alpha \cdot \ln(p) - \alpha \cdot \ln(\gamma \cdot z) \\ + \ln \left[ (1-K0) \cdot \gamma \cdot z \cdot \frac{(1+n)}{2 \cdot G} - C1 \right] \end{aligned} \quad (7)$$

avec :  $\alpha = \frac{1+n}{1-N}$

$$\begin{aligned} n \cdot \left( \frac{ua}{a} \right) (1+n) \left( \frac{\gamma \cdot z}{p} \right)^\alpha \\ \text{et } C1 = \frac{+(1+n) \cdot (N-K0) \cdot \frac{\gamma \cdot z}{2 \cdot G}}{1+n \cdot \left( \frac{\gamma \cdot z}{p} \right)^\alpha} \end{aligned} \quad (8)$$

La valeur de C1 est très petite, et peut être négligée. Dans ces conditions, la relation (7) montre qu'il existe une linéarité entre les logarithmes de la pression appliquée au forage et de la déformation radiale au forage.

Cette linéarité avait déjà été trouvée précédemment (Hughes *et al.*, 1977) mais sans définir la totalité de la courbe pressiométrique. La pente  $\alpha$  de la relation linéaire est une fonction de l'angle de frottement interne  $\varphi'$  et de l'angle de frottement intergranulaire  $\varphi_\mu$ . La connaissance de  $\varphi_\mu$  et de  $\alpha$  permet alors de déterminer directement l'angle de frottement interne. Pour une seule zone plastique, on a :

$$\begin{aligned} \ln \left[ \frac{ua}{a} \cdot (1+n) - C1 \right] &= \alpha \cdot \ln(p) - \alpha \cdot \ln \left[ \frac{2 \cdot K0 \cdot \gamma \cdot z}{(1+N)} \right] \\ + \ln \left[ K0 \cdot \gamma \cdot z \cdot \frac{(1-N) \cdot (1+n)}{2 \cdot G \cdot (1+N)} - C1 \right] \end{aligned} \quad (9)$$

avec :  $C1 = \frac{K0 \cdot \gamma \cdot z + (1-N) \cdot (n-1)}{2 \cdot G \cdot (1+N)}$  (10)

On trouve aussi la proportionnalité entre les logarithmes des contraintes et des déformations au niveau du forage. La différence de comportement entre deux ou une zone plastique est liée à la valeur de la contrainte radiale pour le rayon c externe aux deux zones plastiques. Dans le second cas, la contrainte radiale doit être plus grande que la contrainte verticale  $\sigma_{rb}' < \sigma_z'$  et ceci conduit à la condition trouvée précédemment (Wood *et al.*, 1977) :

$$K_0 > 1 / (1 + \sin \varphi') \quad (11)$$

### 4.4

## Pression limite conventionnelle

Lorsque l'on atteint la pression limite, la cavité double de volume, et la déformation radiale devient alors égale à  $\sqrt{2-1}$ . Cette dernière valeur est introduite dans la formule (7) ce qui permet de trouver alors la pression limite conventionnelle Ménard pour deux zones plastiques :

$$P_l = \gamma \cdot z \cdot \alpha \sqrt{\frac{[(1+n) \cdot (\sqrt{2}-1) - C1] \cdot 2 \cdot G}{[(1-K0) \cdot (1+n) \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot G \cdot C1]}} \quad (12)$$

On utilise la relation (9) pour trouver la pression limite pour une zone plastique :

$$P_l = \frac{2 \cdot K0 \cdot \gamma \cdot z}{(1+N)} \alpha \sqrt{\frac{[(1+n) \cdot (\sqrt{2}-1) - C1] \cdot 2 \cdot G \cdot (1+N)}{K0 \cdot \gamma \cdot z \cdot [(1-N) \cdot (1+n) - 2 \cdot G \cdot C1 \cdot (1+N)]}} \quad (13)$$

Dans ces deux relations on trouve que la pression limite  $P_l$  est proportionnelle à la valeur de la contrainte verticale et fonction du module de cisaillement G ainsi que du rapport n qui est lié à la dilataance.

### 5

## Étude expérimentale

### 5.1

## Principe de l'étude expérimentale

Cette étude procède par étapes :

– mesure de l'angle de frottement intergranulaire  $\phi_u$  à l'essai triaxial. On suppose que la nature géologique des grains du sol et leur état de surface sont indépendants de la granulométrie. Ceci implique que le frottement intergranulaire mesuré sur un échantillon de sol de granulométrie 0/5 mm est identique à celui du sol *in situ* de granulométrie 0/150 mm. Cette valeur est indépendante de l'état de densité du sol (Monnet *et al.*, 1978). Par contre l'angle de frottement interne  $\phi'$  mesuré à l'essai triaxial n'est pas considéré comme valide parce qu'il est lié à une densité particulière de l'échantillon qui n'est pas la densité *in situ*, qu'il a été mesuré sur un échantillon écrêté remanié et qu'il a été mesuré sur un nombre d'échantillons restreints peu représentatifs de l'ensemble du massif ;

– mesure de la dilatace, puis de l'angle de frottement à l'essai pressiométrique. On suppose que le sol est non cohérent et parfaitement drainé. L'angle de frottement est alors considéré comme représentatif de l'état de densité local du sol *in situ*. L'essai pressiométrique est ici interprété comme un essai de cisaillement unique à un niveau de contrainte moyen imposé par le poids des terres au repos. Il permet de déterminer un angle de frottement (ou une cohésion) mais pas les deux paramètres à la fois. Pour arriver à un tel résultat, il faut disposer de plusieurs essais pressiométriques à des états de contraintes moyens très différents les uns des autres, et dans un sol homogène, ce qui n'est pas le cas de Tèche ;

– lissage des caractéristiques géotechniques de frottement en fonction de la profondeur pour en déduire une valeur moyenne applicable à l'ensemble du projet. Les valeurs de pic des frottements sont exclues car elles peuvent être dues à une cohésion du sol dont la résistance se reporte artificiellement sur la valeur du frottement, mais aussi à la granulométrie. En effet, la présence éventuelle de gros cailloux à proximité de la sonde donnera une surestimation à la fois de la pression limite et de l'angle de frottement interne, la zone plastique au contact de la sonde n'existant plus.

## 5.2

### Le sol de Tèche

Le sol est une grave fluvioglacière constituée de particules arrondies dont la granulométrie s'échelonne entre 0,1 et 150 mm. La distribution des grains est la suivante :

$D_{60} = 30$  mm,  $D_{10} = 0,2$  mm,  $D_{60}/D_{10} = 150$ , tamisat à 20 mm : 43 %, 2 mm : 14 %, 0,08 mm : 6,5 %.

## 5.3

### Les essais triaxiaux

Les essais sont faits sur des échantillons remaniés, reconstitués, de diamètre 7 cm et de hauteur 14 cm. Le sol a été écrêté à 5 mm et compacté jusqu'à la densité de 1,80. Il a été ensuite saturé et la pression latérale appliquée. Quatre heures plus tard, la consolidation s'est terminée et le cisaillement a été commencé à la vitesse de 0,11 mm par minute. Le drainage a été laissé libre pendant le cisaillement et la mesure du volume a été faite par l'intérieur de l'échantillon. Les résultats sont présentés sur les figures 2 et 3. Les caractéristiques mécaniques triaxiales sont indiquées sur le

tableau II. On a obtenu une valeur moyenne du module de Young  $E$  de 13 220 kPa, du coefficient de Poisson  $\nu$  de 0,344, de l'angle de frottement intergranulaire de 29,2°, avec une cohésion nulle et un angle de frottement interne de 38,9°. Ces résultats ne sont exploités qu'en terme de frottement intergranulaire.

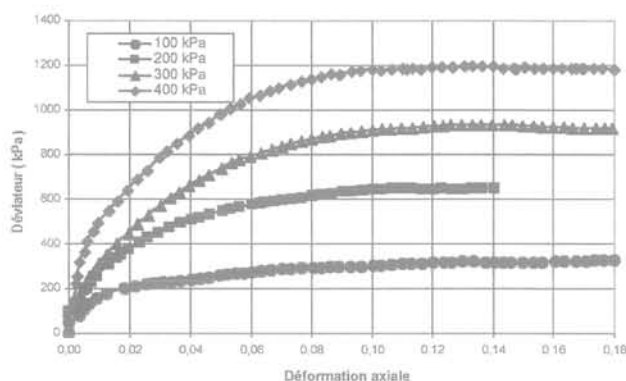


FIG. 2 Comportement au cisaillement du sol pendant l'essai triaxial. Shearing behaviour of the soil on the triaxial test.

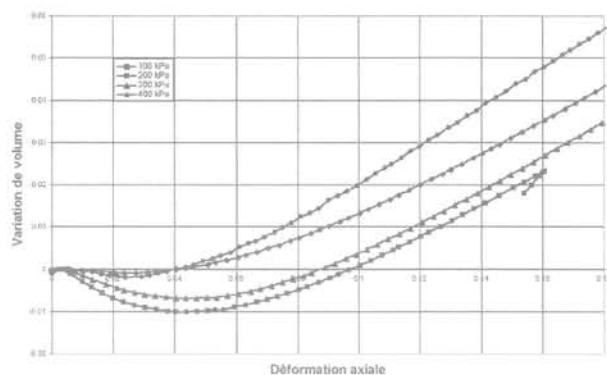


FIG. 3 Comportement en dilatace pendant l'essai triaxial. Dilatancy behaviour on the triaxial test.

## 5.4

### Essais pressiométriques

#### 5.4.1

#### Procédure expérimentale

Le pressiomètre est lanterné battu, avec un tube de 800 mm de fente, de 60 mm de diamètre externe et de 49 mm de diamètre interne. La sonde possède deux cellules de garde de 110 mm de long gonflées à l'air et une cellule de mesure de 420 mm gonflée à l'eau. Deux essais de calibration ont été faits pour chaque forage, le premier en dilatation d'appareillage par insertion de la sonde lanternée dans un tube d'étalonnage, le second en pression de membrane par mesure de l'expansion libre de la sonde (Norme française NFP 94-110, 1991).

**TABEAU II Les caractéristiques mécaniques des essais triaxiaux.**

The mechanical results on triaxial test.

Pression de confinement	100 kPa	200 kPa	300 kPa	400 kPa
Module de Young E (kPa)	2 840	16 040	15 390	19 540
Coefficient de Poisson $\nu$	0,406	0,284	0,340	0,317
Angle de frottement intergranulaire $\phi_u$	29,4°	30,0°	30,0°	27,6°

Une correction est réalisée sur la pression pour tenir compte de la différence entre le rayon où la pression s'applique (à l'intérieur du tube fendu) et celui où le sol réagit (à l'extérieur du tube fendu). Une correction additionnelle est faite sur les volumes pour tenir compte de la déformée en poutre encastrée de la lanterne (Brevet Gaiatech, 1989), ou en parabole de la membrane (Fawaz *et al.*, 2000).

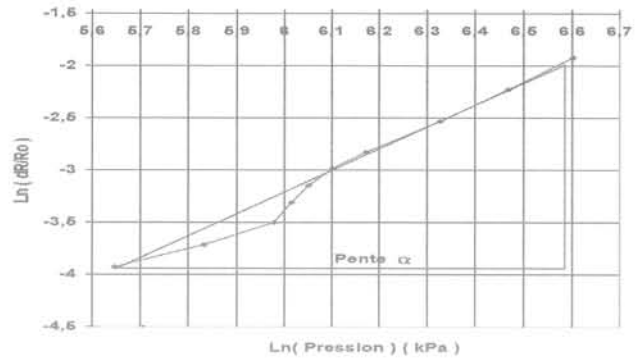
5.4.2

Analyse pressiométrique

Les formules (7, 9) montrent que les courbes pressiométriques dépendent à la fois du module élastique G et de l'angle de frottement interne  $\phi'$ . Pour séparer l'influence de ces deux variables, il a été réalisé des essais à cycle qui permettent de déterminer dans un premier temps le module G (Fig. 5).

Dans un second temps l'angle de frottement interne  $\phi'$  est mesuré par la pente moyenne de la relation linéaire (voir figure 4) entre les logarithmes des pressions et déformations radiales mesurées au forage, pour l'ensemble des points pour lesquels la pression dépasse la valeur du fluage. La valeur  $R_0$  est le rayon initial du forage qui correspond au volume initial de la cellule de mesure augmenté du volume d'eau nécessaire au premier contact entre la sonde et le forage. Cette première détermination n'est qu'une approche sommaire du frottement et peut être remise en cause par la phase suivante de contrôle des paramètres. Cette linéarité dépend du frottement intergranulaire  $\phi_u$  mesuré sur les essais triaxiaux remaniés reconsolidés. L'effet lié au remaniement initial du sol par le forage préalable à l'essai est ici limité puisque l'interprétation bi-logarithmique utilise la partie de la courbe pressiométrique après le fluage. De plus, si on compare les résultats de l'essai pressiométrique Ménard qui utilise un forage préalable, avec ceux de l'essai pressiométrique autoforeur (PAF), on constate en général des courbes pressiométriques moins pentues dans les argiles, voire identiques dans les sables, ce qui se traduira par des résultats inférieurs ou égaux à la fois en terme de module de cisaillement et d'angle de frottement (Baguelin *et al.*, 1978) à ceux obtenus par l'interprétation d'un essai autoforeur.

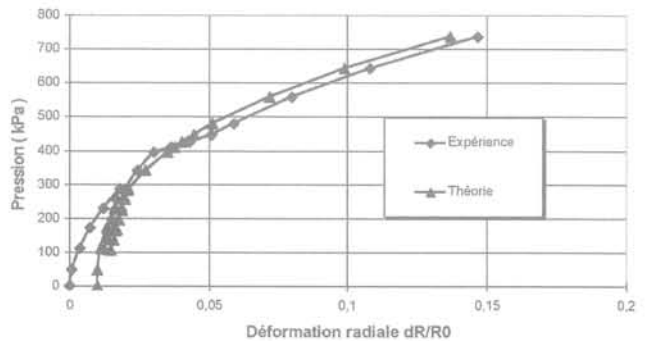
Le contrôle et l'ajustement définitif des caractéristiques mécaniques sont faits par la superposition des courbes expérimentales et théoriques (Fig. 5), mais aussi par la comparaison (tableau III) des pressions limites expérimentales et théoriques (Monnet, 1990; Monnet, Khelif, 1994). Cette phase de l'interprétation est



**FIG. 4 Mesure de l'angle de frottement interne par la valeur de la pente de la relation linéaire entre les logarithmes des déformations et des pressions à 9 m de profondeur.**

Measurement of the internal angle of friction by the slope of the linear relation between the logarithms of radial strain and stress at 9 m depth.

très importante, et on autorise ici seulement 10 % d'écart entre les valeurs des pressions limites théorique et expérimentale. On procède d'abord par la vérification de la superposition des cycles charge-décharge pour valider le module de cisaillement, puis par la vérification de la superposition des parties terminales des courbes pressiométriques théorique et expérimentale pour valider l'angle de frottement. Les résultats de l'analyse sont portés sur le tableau III. Le contrôle des caractéristiques mécaniques montre une différence moyenne de 3 % entre les pressions limites expérimentale et théorique. L'angle de frottement interne peut alors être considéré comme assez précis. Quand on fait une hypothèse de cohésion nulle, la valeur moyenne du frottement atteint 44,2° avec un écart-type de 6,1°.



**FIG. 5 Contrôle des caractéristiques mécaniques par comparaison entre les courbes pressiométriques expérimentales et théoriques à 9 m de profondeur.**

Control of the mechanical characteristics by comparison between theoretical and experimental pressuremeter curves at 9 m depth.

**TABEAU III Résultats de l'analyse pressiométrique.**  
Results of the pressuremeter analysis.

Forage	Profondeur (m)	Module pressiométrique $E_M$ (Mpa)	Module élastique $E$ (Mpa)	Pression limite expérimentale (kPa)	Pression limite théorique (kPa)	Angle de frottement (degré)
P214	2	6,3	21,4	1 230	1 200	52°
	12	39,6	134,6	4 440	4 235	42°
	14	25,8	87,6	3 525	3 515	41°
	16	22,8	77,7	3 980	4 145	44°
	17	29,7	101	3 375	3 360	37°
	19	46,0	156,4	4 580	4 850	39°
P214 bis	9	16,8	57,2	2 150	2 170	42°
	14	19,7	67	2 945	2 865	43°
	15	9,2	31,2	1 090	1 135	31°
P211	2	19,6	67,5	2 470	2 470	52°
	4	22,4	76	4 220	4 400	56°
	6	32,2	109,6	3 870	3 725	47°
	8	23,6	80,2	3 865	4 000	49°
	10	8,8	30,1	1 945	2 030	44°
	14	13,6	46,2	2 865	2 980	44°

6

## Dimensionnement des ouvrages de soutènement

6.1

### Généralités

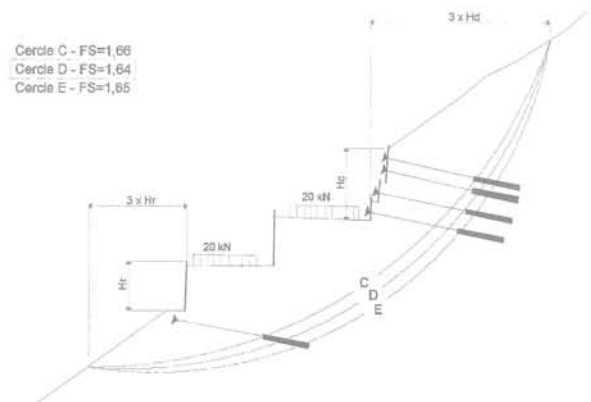
La forte pente transversale du terrain naturel impose la réalisation de chaussées dénivelées pour optimiser la hauteur des déblais et des remblais permettant ainsi un meilleur équilibre des masses dans le versant. En conséquence, les déblais amont sont réalisés sub-verticalement et stabilisés par des murs ancrés. Les soutènements intermédiaires aux deux chaussées sont réalisés par des murs verticaux en terre armée. A l'aval, des murs en terre armée permettent également de réaliser un soutènement vertical. Localement la stabilité générale de ces murs doit être renforcée par une poutre ancrée. La longueur totale de l'ouvrage de soutènement amont est de 1 150 m.

6.2

### Choix des hypothèses géotechniques de dimensionnement

Les nombreux sondages réalisés sur le site de Tèche ont permis de classer les dépôts fluvioglaciers en sept catégories. Toutefois, ces formations se présentent en général sous forme lenticulaire et il n'est pas rationnel de distinguer ces différents matériaux par leurs caractéristiques de cisaillement. Il faut toutefois en apprécier la dispersion. Ils peuvent être représentés globalement par les graves sableuses légèrement polluées. En outre, le prélèvement d'échantillons intacts dans ce type de matériaux est pratiquement impossible compte tenu de leur caractère pulvérulent. Aussi, les caractéristiques de cisaillement des matériaux graveleux ont été estimées par des essais triaxiaux spéciaux

et l'analyse des essais pressiométriques selon la méthodologie présentée précédemment. Cette interprétation conduit, compte tenu de la dispersion attendue des résultats, à retenir un angle de frottement interne correspondant à la moyenne des valeurs trouvées au pressiomètre (44,2°) moins un écart-type (6,1°) soit 38°. Cette méthodologie a été adoptée par défaut, malgré le nombre réduit d'essais, en considérant l'évolution du frottement en fonction de la profondeur comme une courbe dont il s'agit de déterminer la valeur moyenne la plus sûre. C'est ainsi que 86 % des angles sont supérieurs à la valeur retenue. En définitive, tous les calculs de stabilité générale à la rupture ont été conduits avec un angle de frottement de 35° et sans cohésion. La valeur de 35° tient compte de la présence de niveaux plus argileux ou moins compacts, sous forme de lentilles, pour lesquels il n'est pas possible de déterminer a priori d'extension géométrique précise. D'autre part ces calculs ne considèrent pas de niveau phréatique établi ; un drainage systématique à caractère préventif, par drains sub-horizontaux, est prévu dans toute l'emprise des déblais. L'analyse de la stabilité des murs



**FIG. 6 Contrôle de la stabilité de la pente par la méthode de Bishop.**

Control of stability against sliding by Bishop method.



ancrés amont est réalisée par la méthode de Bishop en considérant une zone d'influence de l'ouvrage égale à trois fois la hauteur de l'excavation à renforcer et en recherchant un coefficient de sécurité global à long terme supérieur ou égal à 1,50 (Fig. 6) tout en ajustant les efforts de précontrainte induits dans les tirants.

Une approche plus classique aurait utilisé un angle de frottement déterminé par l'analyse inverse sur des parties du massif plus globales et accessibles à ce type de calcul. Dans ce type d'approche, on suppose que la pente est par défaut en équilibre limite, ce qui permet de remonter à un angle de frottement de  $33^\circ$  en supposant une cohésion nulle. Cette valeur est alors une borne inférieure pour le frottement, mais n'est pas une estimation réaliste de l'état du sol qui n'est pas forcé-ment à l'état limite.

### 6.3

## Principes de soutènement

Les ancrages sont dimensionnés pour apporter une stabilité au cours de la phase de chantier correspondant à un coefficient de sécurité de 1,40. Les phases d'excavation sont entreprises à un niveau donné, sous la protection des niveaux d'ancrages déjà installés au-dessus, lors des phases précédentes. Chaque hauteur d'excavation élémentaire fait 2,5 m de haut. Les excavations réalisées pour la fondation du mur en terre armée sont aussi contrôlées avec le même coefficient de sécurité.

Pour la partie la plus haute du mur (20 m), l'effort global de précontrainte est de 2 000 kN/ml. Le mur de soutènement est réalisé avec 3 à 5 poutres horizontales en béton armé, stabilisées par des ancrages. Les poutres font 20 m de long par 1,5 m de haut et 0,7 m d'épaisseur. La longueur des ancrages varie entre 15 m à 25 m et les forces nominales par ancrage se situent entre 500 kN à 1 000 kN ; 900 ancrages ont été utilisés pour une surface totale de 10 000 m<sup>2</sup>.

Le calcul de stabilité ne prend pas en compte les pressions interstitielles, et l'hydrogéologie n'a pas mis en évidence de nappe phréatique. Certains chemine-ments apparaissent dans les graves, et au toit de la molasse lors de fortes pluies. Les injections des ancrages et des clous ainsi que la présence du mur de soutènement peut altérer l'écoulement hydraulique. Aussi, il a été réalisé des drains sub-horizontaux sur une longueur de 10 m à 20 m, espacés de 8 m à 10 m à chaque niveau d'ancrage.

La SNCF, qui gère la ligne de chemin de fer passant

à proximité de la partie supérieure de l'ouvrage, n'a pas donné de déplacement maximum autorisé, mais elle a imposé un suivi inclinométrique dès les phases initiales de la construction. Il a été décidé d'utiliser des tirants d'ancrage précontraints plutôt que des tirants passifs pour limiter et maîtriser les déplacements.

Pour le suivi à long terme de ces ouvrages de soutè-nement, une instrumentation particulière a été mise en place. Elle est constituée de :

- *cales dynamométriques* sur 10 % des tirants pour suivre l'évolution des efforts de précontrainte ;
- *mesures inclinométriques* en forage à l'amont du ver-sant (4 tubes) pour étudier la stabilité de la ligne de che-min de fer situé en amont ;
- suivi de la verticalité des murs en terre armée ;
- contrôles topographiques ;
- suivi de l'activité fonctionnelle du système de drai-nage ;
- visites annuelles.

Toutes ces mesures sont réalisées dans le cadre d'un plan de surveillance définissant les fréquences des contrôles et les seuils à vérifier. Les déplacements observés ont eu lieu pendant les phases de construc-tion, à l'occasion de la mise en tension des tirants d'ancrage où une consolidation de 5 mm à 10 mm a été alors mesurée. Les tubes inclinométriques sont stables. A ce jour, après dix années de suivi, aucune évolution significative des soutènements n'a été relevée.

### 7

## Conclusion

La méthode est basée d'une part, sur la caractérisa-tion de l'angle de frottement intergranulaire à l'essai triaxial, d'autre part sur la mesure de l'angle de frotte-ment en tenant compte de la dilataance par l'essai pres-siométrique cyclique. Elle a permis de caractériser les sols de Tèche en terme de frottement, dans un matériau sur lequel aucun prélèvement intact n'était possible.

De par son origine géologique, le site de Tèche est hétérogène, ce qui se traduit pour l'essai pressiomé-trique par une variabilité sur le module et sur l'angle de frottement. La valeur choisie intègre l'évolution spa-tiale du frottement pour lequel la valeur moyenne la plus sûre a été retenue. Cette méthode a permis d'esti-mer la dispersion des caractéristiques de cisaillement tout en optimisant les renforcements qui garantissent la stabilité à long terme des ouvrages.

## Bibliographie

- Amar S., Clarke B.G., Gambin M., Orr T.L.L. – « The application of pressuremeter test results to foundation design in Europe ». *European Regional Committee n° 4, Pressuremeter*, A.A. Balkema, 1991, p. 1-23.
- Baguelin F., Jézéquel J.F., Shields D.H. – *The pressuremeter and foundation engineering*. Trans. Tech. Publication, 1978.
- Clarke B.G., Gambin M. – « Pressuremeter testing in onshore ground investigations ». ISSMGE Committee TC16, *1st Int.nCong. on Site Characterisation*, Atlanta, Ed. Balkema, 1998.
- Fawaz A., Biguenet G., Boulon M. – « Déformations d'un sol pulvérulent lors de l'essai pressiométrique ». *Revue Française de Géotechnique*, n° 90, 2000, p. 3-13.
- Gaiatech – Procédé d'essai de forage. Brevet français n° 89 09674, Lyon, 1989.
- Gambin M. – « Vingt ans d'usage du pressiomètre en Europe ». Congrès européen de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, Brighton, 1979.
- Hughes J.M.O., Wroth C.P., Windle D. – « Pressuremeter tests in sand ». *Geotechnique*, vol. 27, n° 4, 1977, p. 455-477.
- Ménard L. – Pressiomètre. Brevet français n° 1.117.983, Paris, 1955.
- Ménard L. – « Mesures des propriétés physiques des sols ». *Annales des Ponts et Chaussées*, Paris, n° 14, 1957, p. 357-377.
- Monnet J., Gielly J. – « Détermination d'une loi de comportement pour le cisaillement des sols pulvérulents ». *Revue Française de Géotechnique*, n° 7, 1978, p. 45-66.
- Monnet J. – « Theoretical study of elastoplastic equilibrium around pressuremeter in sands ». *3rd International Symposium on Pressuremeters*, Oxford, 1990, p. 137-148.
- Monnet J., Khelif J. – « Étude théorique et expérimentale de l'équilibre élasto-plastique d'un sol pulvérulent autour du pressiomètre ». *Revue Française de Géotechnique*, n° 65, 1994, p. 71-80.
- Norme française NF P 94-110. Essai pressiométrique Ménard, AFNOR, 1991.
- Wood D.M., Wroth P.C. – « Some laboratory experiments related to the results of pressuremeter tests ». *Geotechnique* vol. 27, n° 2, 1977, p. 181-201.

# Modélisation physique et numérique de l'action d'un glissement lent sur des fondations d'ouvrages d'art

O. GAY  
L. BOUTONNIER  
Y. GUERPILLON

Scetauroute  
Département Géotechnique  
et Matériaux  
3, rue du Docteur-  
Schweitzer  
38180 Seyssins  
o.gay@scetauroute.fr

P. FORAY  
E. FLAVIGNY

Laboratoire Sols, Solides  
Structures  
UJF-INPG-CNRS  
Domaine universitaire  
BP 53  
38041 Grenoble Cedex 9

## Résumé

L'étude concerne le cas de franchissement de glissements de terrain, d'épaisseur limitée, par une infrastructure sur appuis ponctuels (viaduc). Ce programme de recherche est mené sur un modèle physique de laboratoire et sur un modèle numérique tridimensionnel. Les résultats expérimentaux présentés concernent les aspects cinématiques de l'interaction sol-structure et les efforts développés sur des pieux implantés dans ces glissements de terrains. Les modèles numériques et les essais expérimentaux sont par la suite confrontés pour aboutir in fine à une méthode de dimensionnement.

*Mots-clés* : glissement de terrain, stabilité, efforts latéraux, modélisation, obstacle, pieux, pressiomètre, essais triaxiaux.

## Physical and numerical modelling of the action of a landslide on geotechnical structures

## Abstract

This paper presents the study of the effect of an unstable slope with limited thickness on obstacles such as piers supporting highway structures. The research was carried out with both physical laboratory modelling and 3D numerical modelling. The first results presented concern the kinematics aspects of the soil - structure interaction and the stresses developed along the piles installed in the landslide.

*Key words* : landslide, slope, Pressure, modelling, obstacle, pier, pressuremeter, triaxial tests.

## Introduction

Avec le développement des voies de communications et les contraintes diverses (environnement, intégration paysagère...) auxquelles les concepteurs doivent trouver des solutions, on constate de plus en plus souvent que les infrastructures linéaires de transport (autoroutes, routes, voies ferrées...) sont amenées à traverser des zones délicates du point de vue géotechnique. En particulier, la traversée de zones de glissements est difficile à résoudre. Deux solutions sont envisageables, *a priori* : d'une part la stabilisation du glissement, d'autre part le franchissement par ouvrage sur appuis ponctuels (viaduc).

La première solution est bien adaptée à des longueurs faibles où diverses techniques de stabilisation peuvent être mises en œuvre (drainage, murs-poids, renforcement par clous, tirants ou pieux, terrassement...) d'après Sève et Pouget (1998).

Pour le franchissement en viaduc, la question à résoudre reste le dimensionnement des fondations des appuis, sollicités par le déplacement horizontal du sol. Les techniques de double chemisage constituent une solution, un espace protecteur annulaire permettant un déplacement de la couche meuble (viaduc de la Cornalaz, Pouget, 1976), ou bien des soufflets compressibles sur barrettes permettent de limiter les efforts horizontaux dus au déplacement du sol (viaduc de Saint-Cloud, Recordon, 1978). Ces solutions peuvent s'avérer inefficaces à long terme. Une solution alternative, présentée ici, consiste à dimensionner les piles de façon à reprendre les efforts exercés par le glissement, en laissant celui-ci libre de s'écouler entre les piles. Cette possibilité semble adaptée pour des glissements de terrain de grandes dimensions mais d'épaisseur limitée. L'objet de cette étude porte donc sur le dimensionnement d'obstacles (pieux, écrans ou divers profilés) dans des pentes instables.

La problématique s'apparente à celle du comportement des pieux sous effort transversal. Les efforts latéraux augmentent avec le déplacement relatif sol-obstacle pour tendre vers une valeur qui pourrait s'apparenter à une notion de pression ultime, cela pour de grands déplacements de sol.

Une méthode de résolution est de représenter le sol par un continuum élastique. Cette approche est basée sur la résolution des équations de Mindlin (1936). Poulos

(1971) caractérise, dans ce cas, le sol par un milieu élastique linéaire homogène et isotrope. La démarche a subi aujourd'hui de nombreuses évolutions (Poulos, 1995 ; Chen *et al.*, 1997 ; Randolph, 1991...) pour tenir compte notamment du comportement non linéaire du sol.

Une autre méthode, plus fréquemment utilisée (en France entre autre) consiste à modéliser le sol par une série de ressorts indépendants, approche fondée sur la notion de module de réaction de Winkler (1867). Le sol est divisé en tranches indépendantes, le pieu est assimilé à une poutre sur appui élastique et la réaction du sol est fonction du déplacement relatif du sol et de l'inclusion. Frank (1995-1999) et de nombreux auteurs ont développé des solutions et programmes analytiques (du type Pilate par exemple, LCPC) à partir des équations d'équilibre du système sol-pieu (équation I-1).

$$E_{\text{pieu}} \times I_{\text{pieu}} \times \frac{d^4 y}{dz^4} + B \times p[y(z) - g(z), z] = 0 \quad (1)$$

avec :

- z : profondeur ou cote ;
- y : déplacement du pieu ;
- g : déplacement du sol ;
- B : diamètre d'interaction ;
- $E_{\text{pieu}}$  : module d'Young du pieu ;
- $I_{\text{pieu}}$  : inertie du pieu ;
- p : pression de réaction.

On écrit par convention  $p \times B = P$ , où P est la force répartie sur le pieu, ce qui permet de décrire une courbe de réaction P(Y ou  $\Delta Y$ , avec  $Y = y - g$ ).

L'étude présentée concerne l'interaction entre de grands mouvements de sol et un obstacle, c'est pourquoi l'hypothèse d'un massif plastifié ayant subi de fortes déformations nous permet de considérer des solutions où  $P(Y) = P_{\text{ultime}}$ . Les estimations des pressions ultimes, dans la littérature, sont fonction de  $c_u$  pour des sols cohérents (Ménard, 1969 ; Cassan, 1988 ; Chow, 1996) et pour des sols pulvérulents, fonction de la pres-

sion de butée de Rankine  $Kp = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$ ,

ou fonction de la « poussée-butée » (selon les tables de Caquot-Kérisel) ou bien fonction de la pression limite pressiométrique envisagée également comme une pression ultime.

Des méthodes standardisées à partir des essais pressiométriques sont proposées afin d'extrapoler les courbes « pression-déplacement relatif » (P-Y). On remarque effectivement qu'il existe une similitude physique entre l'expansion de cavité (de l'essai pressiométrique) et la réaction d'un pieu chargé horizontalement. On utilise alors généralement une approche des courbes P-Y par les essais de type Ménard (fascicule 62, titre V) ou de type autoforeur (Frank, 1999).

Cependant, les références relatant la mesure de pressions latérales au niveau d'obstacles ponctuels soumis à l'action d'un glissement lent sont rarissimes pour des très grands déplacements ( $d > 10$  à 20 cm). En effet, dans la plupart des cas, les mesures de pressions ont été effectuées sur des sites où l'objectif de stabiliser le glissement a conduit à l'arrêt des déplacements. On note une application des méthodes de calcul de pieux

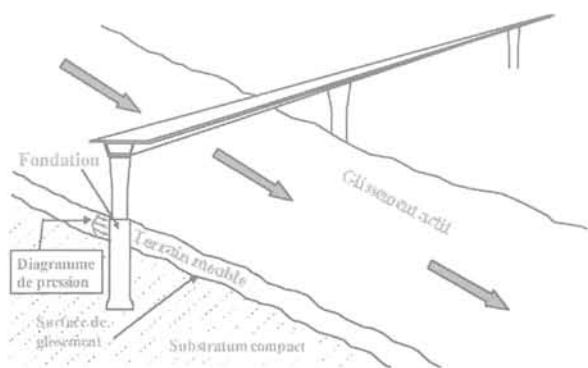


FIG. 1 Contexte général.  
General background.

soumis à des efforts latéraux au cas de la stabilisation d'un glissement de terrain par des pieux par Sève, Frank *et al.* (1996) et une étude concernant une mesure de pression le long d'une fondation au sein d'un glissement par Beomonte et Cavallo (1977). Le site de Sal-lèdes proche de Clermont-Ferrand (LCPC) est un rare cas de pieu instrumenté au sein d'un sol en mouvement (Pouget, 1991), il a fait l'objet d'une simulation à partir de la démarche d'analyse proposée dans cet article (Gay, 2000).

On constate donc que les mesures expérimentales sont rares au sein de la littérature. Par ailleurs, les influences de la forme des obstacles, de la taille, du diamètre d'interaction (largeur dans le sens du glissement), de leur entraxe au sein d'un groupe, de leur rugosité de surface ou bien de leur longueur dans le sens du glissement, n'ont apparemment jamais été étudiées.

La démarche adoptée au cours des présents travaux se divise donc selon les points suivants. Tout d'abord, un modèle physique de laboratoire est créé dans le but d'observer la cinématique et de mesurer les efforts sur les différents modèles d'obstacles. Il s'agit d'un modèle de « petites dimensions » sous gravité normale et non d'un modèle réduit ou centrifugé. La simulation numérique tridimensionnelle permet, par la suite, le calcul du problème. Les paramètres de sol sont déduits des essais pressiométriques et triaxiaux en laboratoire ainsi que des simulations bidimensionnelles.

L'objectif final est de proposer, après extrapolation et validation sur un site réel, une adaptation des méthodes de dimensionnement actuelles en fonction des résultats de cette étude.

## 2

# Modélisation physique

### 2.1

## Description du dispositif expérimental

Des essais préliminaires ont été réalisés sur un bac à sable de petites dimensions pour observer l'angle limite de glissement et la cinématique de surface. Ce premier prototype de laboratoire a permis de sélectionner un angle d'inclinaison du modèle de 28 degrés correspondant à l'équilibre limite du massif reposant sur une surface lisse (pour le sable utilisé, Hostun RF). L'étude expérimentale est effectuée sur un modèle physique de laboratoire dans lequel on installe des modèles d'écrans ou de pieux instrumentés (Fig. 2).

La structure générale est constituée d'un bac à sable inclinable dans lequel on provoque un glissement de masse, par l'intermédiaire d'un tiroir sans fond. On observe alors la cinématique de l'écoulement autour de l'obstacle (acquisition vidéo, photos) et on mesure la distribution des moments de flexion le long des pieux ou des écrans en fonction du déplacement de massif de sol. Les obstacles de différentes formes sont tous encastrés dans le fond de la cuve et libres en tête.

Les dimensions du modèle expérimental sont les suivantes :

- cuve inclinable : 220 cm x 110 cm x 60 cm ;
- tiroir coulissant : 160 cm x 94,7 cm x 50 cm ;

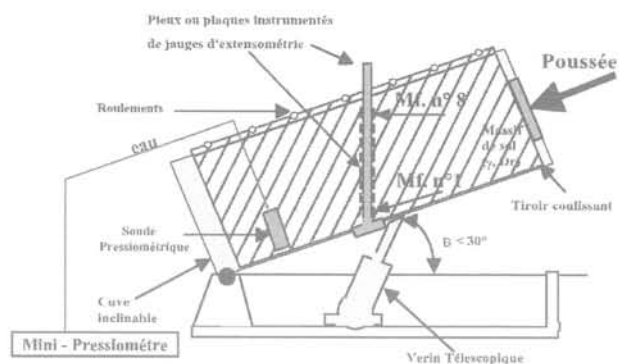


FIG. 2 Schéma du modèle expérimental de laboratoire.  
Laboratory experimental model.

- inclinaison de la cuve lors des essais : 28 degrés ;
- déplacement maximal du tiroir : 25 cm (représentant 10 à 20 diamètres ou largeur d'inclusion pour certains obstacles).

La chaîne d'acquisition englobe la mesure (valeur électrique) de flexion des obstacles à l'aide de jauges de déformations ainsi que tous les capteurs (extensométrie, déplacement, effort) (Fig. 3).

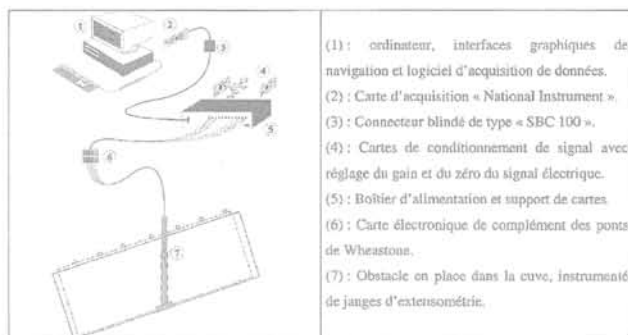


FIG. 3 Schéma technique de la chaîne d'acquisition.  
Storage system.

### 2.2

## Les différents obstacles et le mode opératoire

Des essais ont été effectués sur des pieux circulaires, à trois densités de sable ( $I_D$  de 0,3 à 0,9), sur des groupes de trois pieux avec une variation de l'entraxe des pieux de 5B (B = diamètre) à 1B, et également sur des inclusions rectangulaires de diverses rigidités, de 5 et 10 cm de large et sur des profils à section en forme de losange ou de type losange allongé. Tous les obstacles sont encastrés à la base du massif, puis étalonnés en place dans la cuve selon un mode opératoire systématique et répétitif. La mise en place du massif, par pluviation, est réalisée lorsque la cuve est horizontale. Puis à l'aide d'un vérin, le modèle est incliné à une valeur proche de la valeur limite correspondant au glissement du massif de sable sur le fond de la cuve. Le glissement est alors créé artificiellement à l'aide d'un vérin, à vitesse lente et contrôlée.

Type d'obstacle	Diamètre D d'interaction	Surface de l'obstacle	Matériau employé	Instrumentation Ponts de jauges
	22, 50, 110 mm (+ groupe de pioncs)	Lisse et rugueuse	Acier et PVC	8 niveaux
	50, 100 mm	Lisse et rugueuse	Acier et Dural	8 niveaux
	50, 110 mm	Lisse et rugueuse	PVC	8 niveaux
	50 mm	Lisse et rugueuse	PVC	8 niveaux

FIG. 4 Récapitulatif de la gamme d'obstacles réalisés.  
Synthesis of obstacles made.

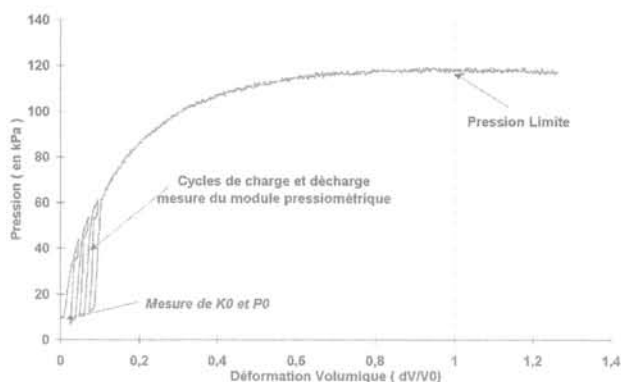


FIG. 5 Essai pressiométrique moulé sur massif de sable d'Hostun de densité intermédiaire ( $I_D = 0,5$ ).  
Pressuremeter test on Hostun RF sand ( $I_D = 0,5$ ).

### 2.3

## Le matériau employé

Le matériau (sable) utilisé provient de la carrière d'Hostun, dans le département de la Drôme. Ce sable est considéré comme un matériau de référence dans de nombreux laboratoires de mécanique des sols en France. Le sable d'Hostun fin « R.F. » est un sable quartzueux à grains anguleux. Selon les essais effectués par Flavigny *et al.* (1990), le «  $d_{50}$  » est égal à 0,35 mm, ce qui classe ce sable comme un sable moyen dans les classifications géotechniques (granulométrie de 0,16 à 0,63 mm). C'est un sable très uniforme, sa couleur est grise-blanche à beige-rosée. L'observation de ce sable au microscope électronique montre l'aspect angulaire de ses particules (Colliat *et al.*, 1986). La valeur du poids volumique des grains semble être donnée unanimement à :  $\gamma_s = 25,97 \text{ kN/m}^3$  (soit  $\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$ ), mais les compacités maximale et minimale varient selon les auteurs (Colliat *et al.*, 1986 ; Shahrou *et al.*, 1995).

### 2.4

## Caractéristiques du matériau employé

Afin de mieux connaître le comportement du matériau employé sous des faibles contraintes peu habituelles (correspondant aux conditions du modèle physique), des essais pressiométriques et des essais triaxiaux ont été menés dans la cuve. Ces différentes séries d'essais permettent de mesurer les caractéristiques du sol.

#### 2.4.1

### Les essais pressiométriques

Lors de chaque essai de glissement, on effectue un test pressiométrique (à l'aide d'un mini-pressiomètre de laboratoire moulé dans le massif de sol) sur le massif horizontal (ou parfois en pente).

Ces essais pressiométriques systématiques renseignent sur les valeurs du coefficient des terres au repos, du module pressiométrique ainsi que sur la pression limite pressiométrique (Fig. 5 et tableau I), l'objectif étant de comparer cette dernière aux contraintes ultimes développées dans le massif de sol (approche de la pression ultime par les essais pressiométriques).

#### 2.4.2

### Les essais triaxiaux

Des essais triaxiaux à très faibles contraintes de confinement (5, 10 et 20 kPa) ont été conduits d'une part pour caractériser le massif de sable utilisé lors des essais de glissement et d'autre part pour déterminer précisément les paramètres du sol correspondant à ces niveaux inhabituels de contraintes (le modèle physique a une hauteur de 50 cm). Un appareillage spécifique permet de créer une dépression régulée pour appliquer la contrainte de confinement au sein de l'éprouvette (Fig. 6). On s'affranchit ainsi d'une cellule de confinement à l'eau et d'un gradient de pression non négligeable pour l'homogénéité des échantillons de sable. L'analyse des courbes contraintes-déformations permet d'établir une loi de comportement élasto-plastique

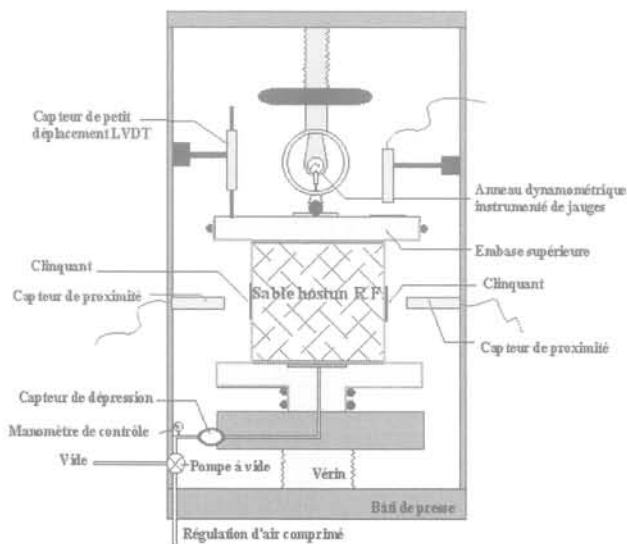


FIG. 6 Vue d'ensemble de l'essai à l'appareil triaxial.  
Triaxial machine.

TABLEAU I

Récapitulatif des mesures issues des essais pressiométriques sur massifs de sable.  
Pressuremeter data on Hostun RF sand.

Massif	$I_D$	$K_0$	$G_{UR}$ ou $G_{max}$ (kPa)	$E_{pressio}$ ou $E_{UR}$ (kPa)	$P_{limite}$ (kPa)
Lâche	0,3	0,4	250-600	600-1 500	25-32
Intermédiaire	0,5	1,0	800-1 200	2 000-3 200	95-105
Intermédiaire +	0,6-0,7	1,1	2 500	6 500	120-130
Dense	0,88	1,25	3 000-3 500	8 000-9 000	180-200

du matériau employé (Fig. 7). Cette loi de comportement, de type Mohr-Coulomb avec écouissage, sera utilisée lors des modélisations numériques.

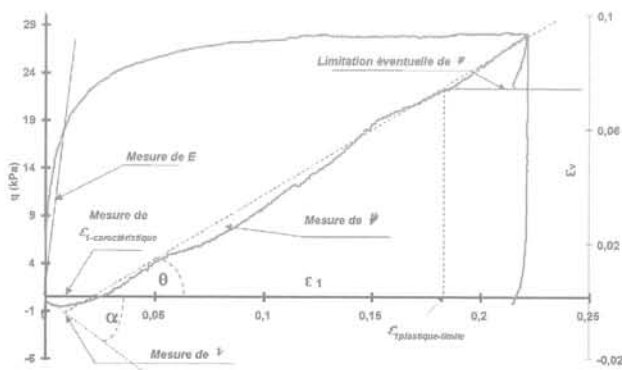


FIG. 7 Détermination des valeurs des paramètres à partir des courbes expérimentales du déviateur et de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale ( $\sigma_3 = 10$  kPa).  
 $q - \varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_1 - \varepsilon_1$  curves, parameters determination ( $\sigma_3 = 10$  kPa).

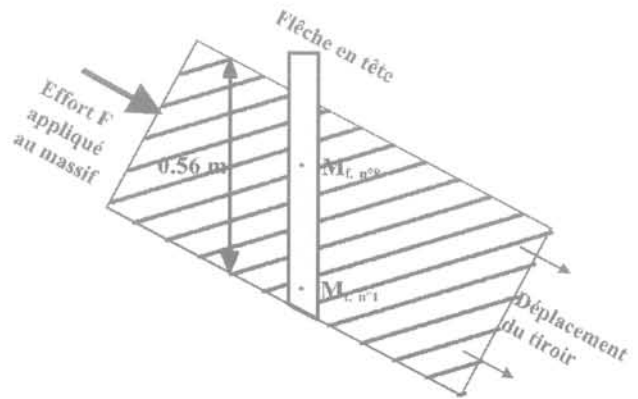


FIG. 8 Rappel du modèle expérimental.  
Recall of experimental model.

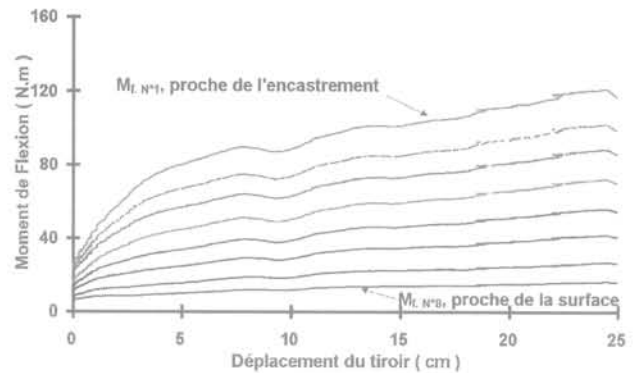


FIG. 9 Évolution des moments de flexion (pile de 22 mm de diamètre).  
Flexion moment evolution (pile-diameter = 22 mm).

3

## Analyse des résultats expérimentaux

3.1

### Résultats types pour les essais

Les courbes d'évolution des moments de flexion en fonction du déplacement de la cuve présentent toutes la même allure lors des essais (Figs. 8 et 9). Les valeurs croissent rapidement au départ de la sollicitation pour atteindre une valeur proche d'un palier lorsque le tiroir a été déplacé de 20 à 25 cm.

Des essais ont été triplés à plusieurs reprises pour valider, d'une part, le système de mise en place du matériau par pluviation et, d'autre part, pour démontrer le caractère reproductible des essais. L'objectif des mesures expérimentales est de déterminer, à partir des courbes de moments, le diagramme de pressions qui s'applique sur l'obstacle.

L'instrumentation des différents obstacles se fait à l'aide de jauges d'extensométries plutôt que par l'utilisation de capteurs de pressions (entre autres, matériel de petite taille beaucoup trop onéreux). C'est pourquoi les résultats et les graphes expérimentaux sont présentés sous forme de moments de flexion. Pour obtenir des diagrammes de pressions, et ainsi pouvoir quantifier les efforts engendrés par le massif en mouvement, une double dérivation est nécessaire. Le fait de dériver deux fois une courbe définie par des points expérimentaux discrets et en nombre réduit introduit beaucoup trop d'incertitude sur les valeurs des pressions obtenues. Des méthodes de lissages usuelles (Slivalic5, programme LCPC) ont été envisagées ou des hypothèses de diagrammes de pressions simplifiés ont été propo-

sées (Gay, 2000). Pour la prise en compte de diagrammes plus évolués sans hypothèses aléatoires ou restrictives, la modélisation numérique avec Flac<sup>3D</sup> va permettre d'obtenir des distributions de contraintes.

Dans le cas présent, la visualisation des résultats des modèles numériques pouvant être effectuée sur les diagrammes de pressions, leur détermination à partir des distributions des moments de flexion expérimentaux n'est pas nécessaire.

### 3.2

## Analyse des résultats

Les effets de différents paramètres tels que la densité du massif, le diamètre ou la largeur des obstacles, la géométrie, la rugosité d'interface, la rigidité des inclusions ou l'entraxe au sein d'un groupe de pieux ont été analysés.

#### • Effet de la densité ( $I_D = 0,3 ; 0,5 ; 0,88$ )

On remarque logiquement que les répartitions de moments de flexion évoluent et que les moments augmentent en fonction de la densité. Cette remarque demeure exacte quel que soit le déplacement du massif. On note également que le moment de flexion est proportionnel à la densité relative du matériau, c'est-à-dire au poids volumique du matériau employé.

#### • Effet du diamètre ou de la largeur des obstacles

Des pieux, plaques, losanges et profilés ont été instrumentés et étudiés. Les résultats des moments de flexion, rapportés au diamètre B ou à la largeur d'inclusion B, sont analysés (moments de flexion normalisés par rapport à B). En ce qui concerne les faibles déplacements d (1 cm), les moments de flexion normalisés sont d'autant plus importants que le paramètre B est petit.

Pour les grands déplacements, les valeurs de moments normalisés convergent vers une valeur de moment normalisée pour chaque type d'obstacle (pieu, plaque, losange). Le fuseau de mesures, pour les différents types d'obstacles, se resserre au fur et à mesure que le déplacement d augmente. En conclusion, le moment de flexion est proportionnel à B et tend vers une valeur unique lorsque d est grand.

#### • Effet de la géométrie des obstacles

La géométrie de l'obstacle (pieu, plaque, losange, profilé) ne semble pas jouer un rôle prépondérant au fur et à mesure que les déplacements de massif deviennent conséquents. Les déplacements importants « effacent » donc l'influence de la géométrie de l'obstacle.

#### • Effet de la rugosité de l'interface de l'obstacle

Trois obstacles (pieux de diamètre 0,022 m et 0,050 m et profilé de largeur B = 0,05 m) ont été résinés et recouverts de sable pour rendre leur surface rugueuse et ainsi augmenter les frottements d'interface au cours du glissement du massif de sable. On remarque que la rugosité tend à augmenter légèrement les valeurs de moments ou d'efforts, quel que soit le déplacement. Cependant, l'influence de la rugosité reste faible par rapport aux autres paramètres intervenant au cours du mouvement du massif (B,  $I_D$ ).

#### • Effet de la rigidité des obstacles

La rigidité des inclusions n'influence pas les distributions de moments de flexion. Il faut tout de même préciser que le rapport entre les modules d'Young des obstacles ( $E_{Acier} = 2,1 \times 10^8$  kPa,  $E_{Dural} = 0,7 \times 10^8$  kPa) et le module du sol (estimé à partir des essais pressiométriques) à très faible profondeur ne permet pas de mettre en évidence une influence possible de l'inertie de l'obstacle.

La rigidité de l'inclusion fait varier l'intensité de la flèche de l'obstacle d'un facteur trois, correspondant logiquement au rapport des modules Acier/Dural. La cinématique de surface est changée ainsi que « l'écoulement gravitaire de surface » (dépression à l'aval des obstacles, voir photos 1 et 2) qui se produit lors des mouvements initiaux de sol, sans pour autant que cela modifie les distributions de moments de flexion.

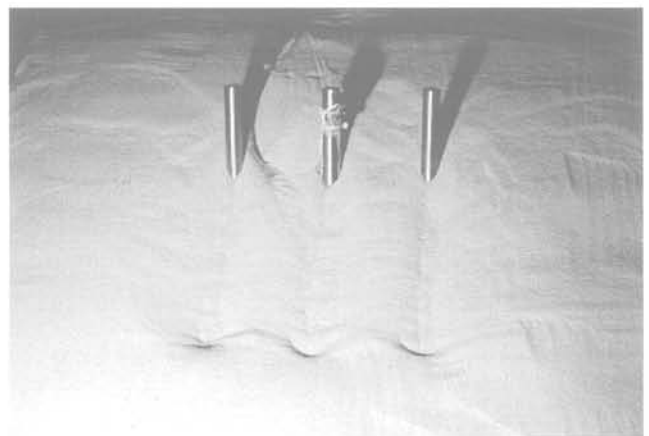


FIG. 10A Groupe d'entraxe 4B.  
4B distance between axes piles.

Pour les très grands déplacements, une distribution de moment « type » semble se dessiner pour laquelle la forme de l'obstacle, sa rugosité ou sa rigidité jouent peu. On peut alors parler de la formation d'un « obstacle équivalent » caractérisé uniquement par sa largeur B.



FIG. 10B Groupe d'entraxe 2B.  
2B distance between axes piles.



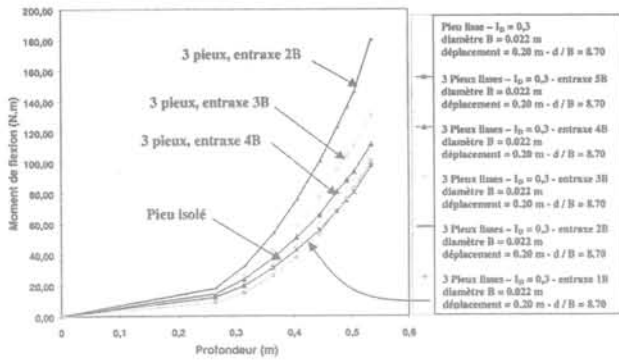


FIG. 11 Effet de l'entraxe sur une rangée de 3 pieux ( $B = 0,022$  m) sur les distributions de moments. Déplacement de la cuve = 20 cm (massif lâche).  
Moment flexion with respect to distance between axes - 3 piles, Tank displacement = 20 cm.

### • Effet d'entraxe au sein d'un groupe de pieux

Une série d'essais a été menée sur un groupe de trois pieux en acier, de diamètre 22 mm, avec un entraxe entre les pieux variant de cinq diamètres (5B) à un diamètre (1B). Les photos de la figure 10 illustrent les différences comportementales qui peuvent exister selon l'entraxe entre les pieux. On montre l'apparition de l'interaction entre les pieux lorsque l'entraxe diminue.

Pour des déplacements relatifs importants (8 à 10 B), les valeurs des moments de flexion, et par conséquent, les valeurs des pressions augmentent lorsque l'entraxe diminue (Fig. 11). Il apparaît qu'au-delà de quatre diamètres d'entraxe il n'existe pas d'interaction entre les pieux. On observe qu'il existe un coefficient multiplicateur proche de deux pour des configurations d'entraxe 2B. Cette remarque très importante est à prendre en compte lorsque l'on propose un dimensionnement d'ouvrage constitué d'une rangée de pieux.

La série d'essais en laboratoire permet d'apprécier la cinématique de ces glissements lents, ceci pour des déplacements relatifs importants de 8 à 10 B. Une base de données conséquente est ainsi constituée. Ces essais sont exploités et comparés aux résultats des modèles numériques tridimensionnels (calculs Flac<sup>3D</sup>).

4

## Modélisation numérique

4.1

### Construction du modèle, logiciel utilisé

En parallèle, une modélisation a été menée avec le logiciel Flac<sup>3D</sup> pour ce problème typiquement tridimensionnel. Flac<sup>3D</sup> est un logiciel de calcul numérique tridimensionnel, utilisant la méthode des différences finies explicite, Billaux et Cundall (1993).

Il s'agit de modéliser numériquement l'interaction du glissement de terrain et des différents obstacles. Le modèle numérique représente fidèlement le modèle physique de laboratoire, simulant le comportement des

obstacles flexibles et permettant ainsi de mieux comprendre tous les phénomènes tridimensionnels qui apparaissent au cours du mouvement de sol.

Un bloc de sol glisse sur un plan incliné fixe dans lequel est encastré un obstacle (pieu, plaque, losange, profilé divers). Le problème étudié étant symétrique (par rapport au plan X-Z), la moitié du modèle est donc modélisée. Le sol est constitué d'un milieu homogène pesant élasto-plastique. Il est caractérisé par son poids volumique  $\gamma$ , ses paramètres élastiques (E module d'Young,  $\nu$ ) et plastiques ( $c$ ,  $\phi$ ,  $\psi$  angle de dilatance). Le plan incliné modélise le substratum fixe (Fig. 12). La réponse des obstacles aux sollicitations du sol ne peut être calculée en déclarant l'obstacle comme un « matériau élastique » car le contraste de raideur entre le sable d'Hostun à faible profondeur et les inclusions est trop important (problème de temps de calculs). Pour résoudre ce problème, le calcul a été effectué :

- soit en considérant l'obstacle comme infiniment rigide ;
- soit en calculant sa déformée à partir des équations de la résistance des matériaux.

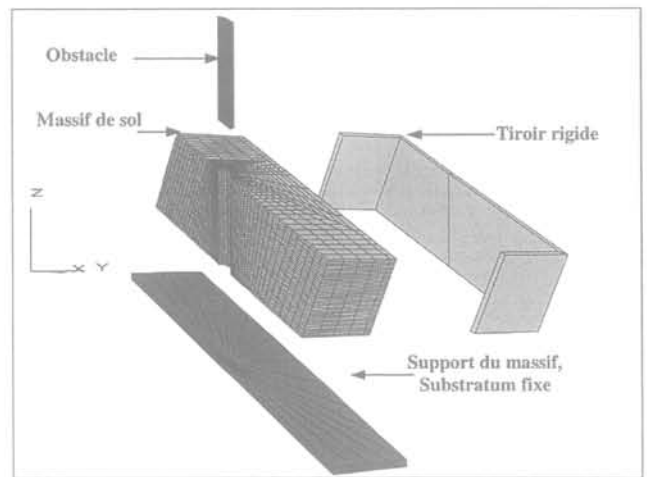


FIG. 12 Représentation du modèle numérique avant association des éléments.  
Numerical model before element association.

Des interfaces sont situées au contact du sol avec le plan incliné, entre le sol et les obstacles et également entre le massif et la structure rigide de la cuve. On caractérise les interfaces, d'une part, par leur raideur normale ( $K_n$ ) et tangentielle ( $K_s$ ) et, d'autre part, par leurs caractéristiques de rupture  $c$ ,  $\phi$ , et  $\psi$ . Dans ce problème, les interfaces représentent des surfaces de glissement où se produisent des déformations plastiques ( $K_n$  et  $K_s$  sont très grands par rapports aux modules du sol pour minimiser les déformations élastiques). La modélisation permet d'accéder aux contraintes mobilisées par le sol en mouvement autour de l'obstacle (amont et aval) et à leur évolution le long des inclusions.

L'état initial du modèle est une phase importante, c'est pourquoi on simule numériquement le remplissage de la cuve en position horizontale, l'initialisation des gradients de contraintes verticaux et horizontaux, puis la rotation progressive de la cuve jusqu'à un angle limite  $\beta$  de 28° (procédé identique au mode opératoire expérimental). Le tiroir est ensuite sollicité en déplacement de manière « quasi statique » (forces inertielles négligeables).

## Loi de comportement

Pour tenir compte de la forte courbure de l'enveloppe de Mohr au voisinage de l'origine, une loi de comportement caractérisant le sol par deux domaines de valeurs de  $c$ ,  $\varphi$  et  $\psi$ , selon le niveau de contrainte, a été adoptée. Par ailleurs, les paramètres plastiques évoluent en fonction de  $\epsilon_p$  (Flac<sup>3D</sup> permet une évolution des paramètres en fonction de  $\epsilon_p$ , cf. figure 13 et tableau II).

Le module d'élasticité  $E$  prend en compte l'augmentation de la rigidité du sol avec l'accroissement de la contrainte de confinement  $\sigma_3$  à partir d'une loi puissance du type  $E = E_{\text{réf}} \times (\sigma_3 / P_{\text{réf}})^n$ , où les paramètres  $E_{\text{réf}}$  et  $n$  sont déterminés expérimentalement ;  $P_{\text{réf}}$  représente la pression atmosphérique (Fig. 13 et tableau II).

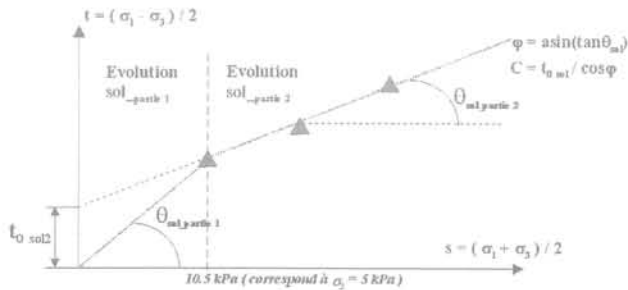


FIG. 13 Interprétation des essais triaxiaux en diagramme  $(t, s)$ , pour déterminer l'évolution de  $\varphi(\epsilon_p)$  et  $C(\epsilon_p)$ .  
Triaxial interpretation  $(t, s)$  figure, in order to determine  $\varphi(\epsilon_p)$  and  $C(\epsilon_p)$ .

D'autre part, une modélisation numérique avec Flac<sup>2D</sup> d'un modèle de pressiomètre moulé en cuve (configuration axisymétrique) a été menée. Ce modèle numérique permet de valider la loi de comportement utilisée au sein du modèle tridimensionnel et de préciser certains de ses paramètres, notamment l'angle de dilatance. Pour les interfaces, on retiendra une valeur de l'ordre de 2/3 de  $\varphi_{\text{sable d'Hostun}}$  pour les obstacles de surface lisse et de l'ordre de  $\varphi$  pour les obstacles de surface rugueuse.

## 4.3

## Comparaison résultats expérimentaux-résultats numériques

Le glissement de massif contre l'obstacle avec la loi

TABLEAU II Récapitulatif des caractéristiques pour les différentes lois de comportement.  
Synthesis of characteristics for different behaviour laws.

Matériau	$\gamma_{\text{sol}}$ kN/m <sup>3</sup>	$I_D$	$K_0$	Module (kPa)	$\nu$	$\varphi_{\text{partie 1}}$ (degré)	$\varphi_{\text{partie 2}}$ (degré)	$C_{\text{partie 2}}$ (kPa)	$\psi_{\text{partie 1,2}}$ (degré)
Hostun RF lâche	14	0,3	0,4	$E = 14\,000 \times \left(\frac{\sigma_3}{P_{\text{réf}}}\right)^{0,97}$	0,38	de 30,8 à 36,7	de 27,2 à 34,9	0,9 coupé à 12 % ( $\epsilon_p$ )	8
Hostun RF dense	16	0,8	1,25	$E = 40\,000 \times \left(\frac{\sigma_3}{P_{\text{réf}}}\right)^{0,86}$	0,33	38,5 à 46,3 et 40	34,3 à 41,5 et 34	0,9 à 1,9 coupé à 8 % ( $\epsilon_p$ )	8,6

de comportement déterminée selon IV.2 est modélisé. A des déplacements identiques, la répartition des moments de flexion expérimentale et numérique le long de l'inclusion est comparée.

La démarche adoptée consiste donc à modéliser numériquement les essais en cuve pour comparer les répartitions de moments de flexion et observer ensuite les diagrammes de pressions. Ceux-ci ne sont pas déduits d'une double dérivation des courbes de moments, mais directement déduits des calculs avec le logiciel Flac<sup>3D</sup>.

Lorsqu'il existe une bonne concordance entre les distributions de moments de flexion expérimentales et numériques, comme sur la figure 14, l'outil numérique permet d'analyser directement les distributions de pressions le long de l'obstacle  $P(Z)$  à un déplacement donné, ou bien d'étudier l'évolution des pressions en fonction des déplacements relatifs du massif  $P(Y)$ .

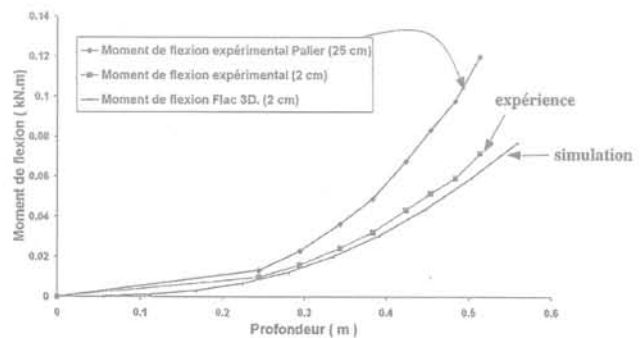


FIG. 14 Comparaison entre les résultats expérimentaux et la modélisation numérique tridimensionnelle.  
Experimental test Vs 3D numerical simulation.

## 4.4

## Étude du diagramme $P(Z)$

On compare les pressions calculées numériquement aux différentes approches théoriques ou empiriques de pression ultime ( $K_p, K_p^2, 3$  à  $5 K_p, P_{\text{limite}}$  ou la composante horizontale de la butée notée « butée<sub>h</sub> »...) pour des déplacements de massif importants. On présente pour une simulation sur pieu ( $B = 22$  mm), au déplacement de 1,5 rayon, les différentes distributions de pressions ultimes le long du pieu confrontées aux résultats calculés avec Flac<sup>3D</sup>. La pression de fluage et les pressions limites pressiométriques sur massif horizontal et en

pente (mesurées en cuve) sont alors comparées au diagramme de pression numériquement obtenu (Fig. 15). On constate alors que les pressions calculées sont proches de la valeur  $P_{limite_g}$  du pressiomètre effectué sur le massif en pente, et inférieures à l'estimation de  $3 K_p$  ou  $K_p^2$ .

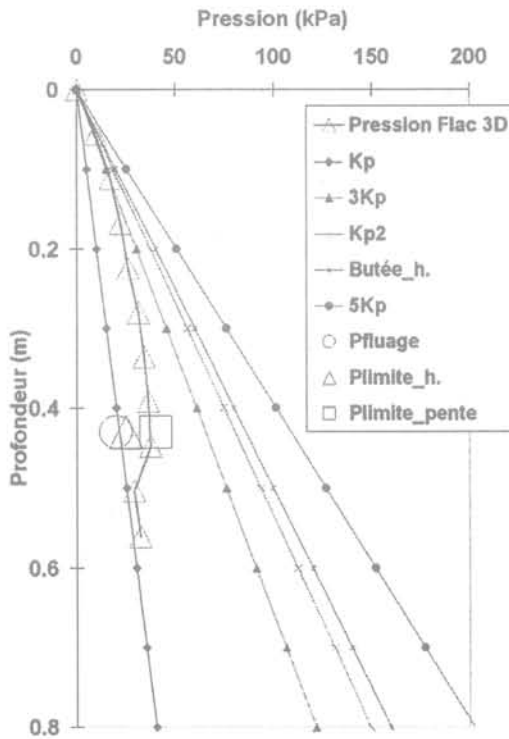


FIG. 15 Comparaison entre les différentes distributions de pressions ultimes théoriques, les mesures de pressions limites pressiométriques en cuve et le diagramme de pression numérique, pour un pieu ( $B = 22$  mm), à un déplacement de 1,5 rayon.  
Pressure – depth diagrams (experimental data, numerical simulation, theoretical laws).

#### 4.5

### Approche de type « P-Y » par les essais pressiométriques

La modélisation numérique (avec Flac<sup>3D</sup>) permet d'obtenir un diagramme de pression  $P(Z)$  le long des obstacles, ainsi que l'évolution à une profondeur donnée de la pression en fonction du déplacement du massif, soit  $P(Y, Z)$ . Par ailleurs, les essais pressiométriques effectués en cuve fournissent des courbes « P-Y » à partir des données expérimentales. Nous rappelons que la courbe d'expansion de la sonde est utilisée en effectuant les changements de variables suivants, pour un pressiomètre autoforeur, d'après Frank (1999) :

$$P = (p - p_0) \times B \text{ ou } P = (p_{20} - p_0) \times B ;$$

$$\Delta y \text{ (ou } y) = \frac{B \Delta V}{\xi V_0} ;$$

( $\xi = 2$ , pour les poussées latérales du sol).

$P_0$  et  $V_0$  représentent la pression initiale et le volume initial de la sonde.  $P_{20}$  est la pression dans la sonde pour  $\Delta V_0 = 20\%$  (Frank, 1999). Lorsque la pression limite pressiométrique conventionnelle est atteinte (doublement du volume de la cavité), nous conservons la valeur de la pression ultime constante (sur la courbe « P-Y » calculée). Une courbe « P-Y » est également construite à partir d'essais pressiométriques sur cuve inclinée. Ces courbes sont comparées aux valeurs numériques des capteurs virtuels de pression obtenues lors des simulations. La pression sélectionnée du capteur virtuel est à la cote du pressiomètre en cuve, sur les figures 15 et 16. Nous présentons des résultats pour un pieu lisse et rugueux de 22 mm de diamètre sur massif de faible densité.

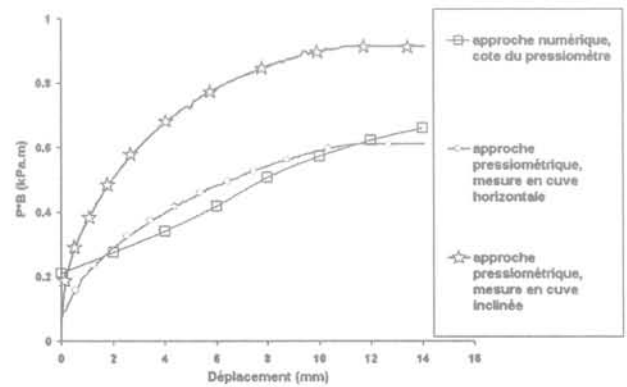


FIG. 16 Approche « P-Y », essais pressiométriques et valeurs numériques, pieu isolé lisse ( $B = 22$  mm).  
« P-Y » curve (one smooth pile).

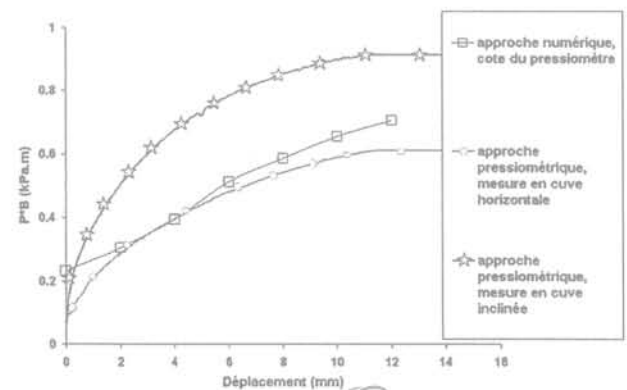


FIG. 17 Approche « P-Y », essais pressiométriques et valeurs numériques, pieu isolé rugueux ( $B = 22$  mm).  
« P-Y » curve (one rough pile).

Concernant ces pieux isolés, pour un déplacement relatif de 1,5 rayon, la pression limite sur cuve horizontale et sur cuve inclinée fournit un encadrement des pressions ultimes numériques (sur obstacles) calculées. Les deux approches (numérique et expérimentale) à la cote pressiométrique sont proches. Les approches des courbes de réaction à partir des essais pressiométriques moulés (semblables aux pressiomètres autofo-

reurs) semblent judicieuses du point de vue du dimensionnement, pour ces déplacements relatifs de 1,5 à 2 rayons. Ces courbes permettent également de suivre une évolution non linéaire plus précise que des approches linéaires par morceaux utilisant le module Ménard. Mais nous observons qu'à ce stade des déplacements, les paliers de moments de flexion sont loin d'être atteints. Par conséquent, pour de très grands déplacements (10 rayons), on s'attend à ce que les poussées latérales augmentent également. Dans le cadre des très grands déplacements, la pression limite pressiométrique risque alors d'être largement dépassée et ne peut pas être présentée comme une valeur dimensionnante à retenir.

La simulation numérique d'expériences en laboratoire, fondée sur l'étude des caractéristiques géomécaniques du matériau employé, permet de dégager une méthodologie. Cette démarche ouvre de plus grandes possibilités dont la représentation numérique de site en grandeur réelle (Gay, 2000). A titre d'exemple, on présente finalement une simulation menée sur un massif de taille réelle (plusieurs mètres d'épaisseur).

## 5

### Extrapolation à une configuration de taille réelle

#### 5.1

#### Calage des paramètres à partir de données pressiométriques

Dans un premier temps, les essais pressiométriques de Mokrani (1991) à 7 m de profondeur (sur sable d'Hostun RF) ont été modélisés, en utilisant les paramètres élasto-plastiques de Branque (1997). Les paramètres géomécaniques à retenir pour le modèle tridimensionnel ont ainsi pu être validés (Fig. 18).

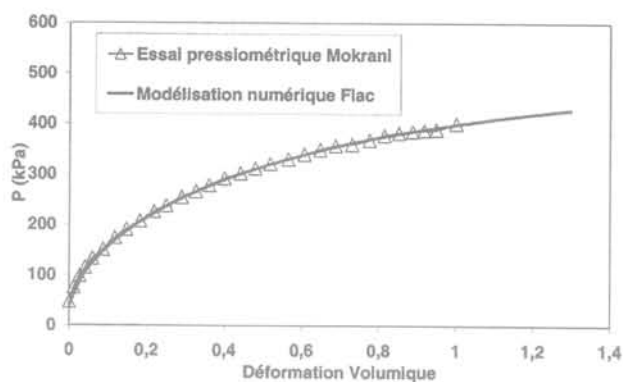


FIG. 18 Simulation des essais Mokrani (1991),  $\sigma'_v = 100$  kPa (calculs Flac<sup>2D</sup>). Mokrani tests simulation with Flac<sup>2D</sup>,  $\sigma'_v = 100$  kPa.

Ainsi, le choix des paramètres élasto-plastiques de la loi de comportement du sol étant validé, la simulation en vraie grandeur d'un pieu de 1 m de diamètre dans un glissement de 5,60 m d'épaisseur peut être effectuée.

La figure 19 illustre les isocontours de contraintes horizontales avec visualisation du « bulbe » de contrainte formé à l'amont de l'obstacle. On observe également la formation d'une dépression à l'aval du pieu. Ce résultat numérique a été clairement mis en évidence expérimentalement (sur le modèle de laboratoire) comme le montre la figure 10a.

#### 5.2

#### Diagrammes P(Y) et P(Y,Z)

Le diagramme de pression le long de l'inclusion, calculé pour un déplacement de 0,41 m, est représenté sur la figure 20. La forme de cette distribution n'est pas linéaire et met en évidence un « bulbe » de contrainte

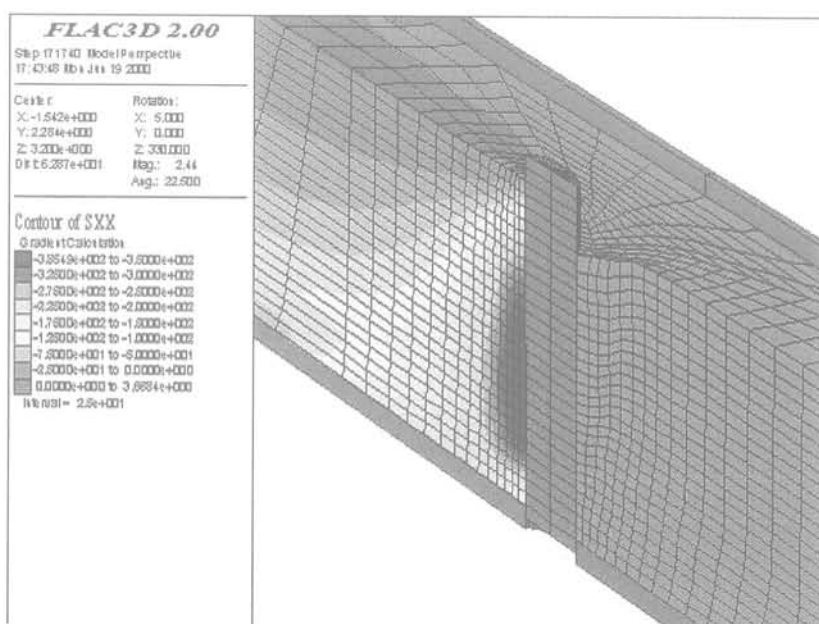
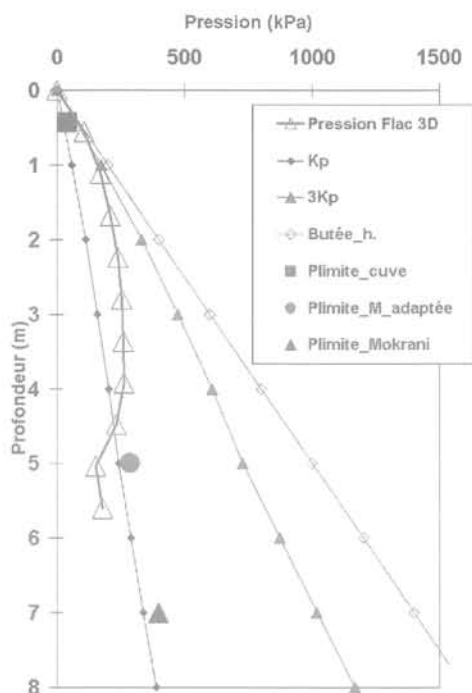


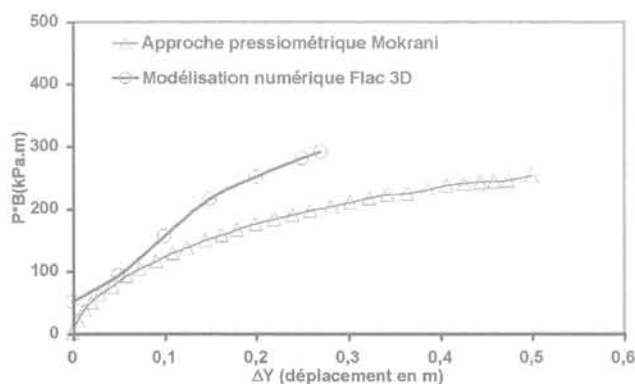
FIG. 19 Isocontours de  $\sigma_{xx}$ ,  $B_{\text{pieu}} = 1$  m, déplacement = 0,41 m. Iso-outline of  $\sigma_{xx}$ ,  $B_{\text{pile}} = 1$  m, displacement = 0,41 m.



**FIG. 20** Comparaison entre les différentes distributions de pressions ultimes théoriques, les mesures de pressions limites pressiométriques en cuve et le diagramme de pression numérique, pour un pieu ( $B = 1$  m), à un déplacement de 0,41 m. Pressure – depth diagrams (experimental data, numerical simulation, theoretical laws) for one pile ( $B = 1$  m), displacement 0,41 m.

qui semble montrer la limite de certaines approches trop simplistes.

Les courbes « P-Y » de réaction établies à partir des essais pressiométriques sont confrontées aux évolutions des pressions calculées numériquement en fonction du déplacement relatif du massif (Fig. 21). Dans cette configuration, la pression limite pressiométrique



**FIG. 21** Approche « P-Y », essais pressiométriques de laboratoire et valeurs numériques ( $B = 1$  m). P-Y curve approach (one pile  $B = 1$  m).

risque d'être insuffisante en terme de valeur dimensionnante.

Le processus général mis en œuvre, liant l'analyse des essais classiques de reconnaissance des paramètres géomécaniques et la modélisation tridimensionnelle d'une configuration expérimentale (de laboratoire, de taille réelle ou d'expérimentations *in situ* comme la modélisation du site de Sallèdes, LCPC, Gay, 2000), se présente comme un outil intéressant à appliquer dans le domaine du dimensionnement d'ouvrages d'art dans des configurations complexes.

## 6

## Conclusion

Cette étude se différencie des analyses classiques d'obstacles sous contraintes horizontales car elle concerne principalement l'évaluation de poussées latérales importantes à prendre en compte dans le dimensionnement des ouvrages, lorsque le terrain est libre de s'écouler autour des fondations.

Un dispositif de modélisation physique de laboratoire original a été conçu, permettant de reproduire des glissements de massifs importants, lents et contrôlés.

Cette modélisation physique a permis de mettre en avant plusieurs points. La densité du matériau influe logiquement sur les moments ou les efforts, quel que soit le déplacement du massif. La forme de l'obstacle (pieu, plaque, losange, profilé) a une influence sur les distributions de moment de flexion générées par le glissement, seulement pour les petits déplacements (1 à 2 cm). Mais, lorsque les déplacements sont importants, on tend vers une distribution unique (pour une largeur  $B$  donnée). Il en est de même pour les effets de la rigidité ou pour la rugosité. Le point important à retenir est donc le caractère particulier des très grands déplacements qui « effacent » les effets de la forme, de la rigidité ou bien de la rugosité de l'obstacle. Le seul paramètre influent est alors le diamètre ou la largeur d'inclusion  $B$ .

L'effet de la variation de l'entraxe (de 5B à 1B) sur une rangée de trois pieux a également été étudié, pour deux densités relatives de massif de sable ( $I_D$  de 0,3 et 0,5). Expérimentalement, il semblerait que pour des déplacements faibles, il soit difficile de proposer une tendance. Par contre, pour de grands déplacements, il est clairement montré que les distributions de moment augmentent lorsque l'entraxe diminue de 5B à 2B.

Par exemple, au sein d'un massif de sable lâche ( $I_D = 0,3$ ), on peut mesurer une augmentation du moment de flexion d'un facteur 1,7 entre un essai à 5B (identique à un essai sur pieu isolé) et un essai à 2B d'entraxe. Ce résultat important est à retenir lorsque l'on cherche à dimensionner une rangée de pieux de fondation dans une pente en mouvement.

Ces essais de glissements ont été complétés par des essais pressiométriques en cuve et des essais triaxiaux à faibles contraintes de confinement pour caractériser au mieux le matériau utilisé. A partir de ces essais, on a pu établir des lois de comportement élasto-plastique non-associé de type Mohr-Coulomb, avec écrouissage. Ces lois ont pu être utilisées dans les modèles numériques bidimensionnels et tridimensionnels.

Avec ces lois de comportement, les résultats des simulations numériques et des essais en cuve sont généralement satisfaisants par rapport aux résultats

expérimentaux. Le modèle numérique prend alors tout son intérêt car il permet d'accéder à des données qui n'ont pas pu être mesurées sur le dispositif expérimental, comme par exemple les courbes « P-Y » de mobilisation de la pression sur l'obstacle en fonction du déplacement relatif sol/pieu.

Ainsi, pour un obstacle unique ( $I_p = 0,3$ ) et pour des déplacements relatifs de 1 à 2 diamètres ( $B = 22$  mm), les contraintes latérales estimées numériquement se situent entre la pression limite mesurée sur massif horizontal et la pression limite mesurée sur massif en pente. Pour des déplacements nettement supérieurs, on peut s'attendre à ce que les efforts augmentent. Il est donc probable que les pressions ultimes seront supérieures aux pressions limites mesurées en cuve.

L'ensemble du travail présenté ici permet de dégager une méthodologie d'étude. Dans un premier temps, la simulation numérique des essais pressiométriques effectués en place permet de valider le jeu de paramètres à utiliser dans les calculs. Dans un second temps, la modélisation tridimensionnelle du glissement donne directement les efforts sur les obstacles.

Cette démarche a par conséquent un but pratique pour l'ingénieur qui ne dispose pas toujours d'essais de laboratoire complets. Cette méthode a été utilisée avec succès dans la modélisation numérique tridimensionnelle du site LCPC de Sallèles (Gay, 2000).

## Bibliographie

- Baguelin F., Jézéquel J.F., Shields D.H. – *The pressuremeter and foundation engineering*. Trans. Tech. Publications, Clausthal, Germany, 1978.
- Beomonte M., Cavallo C. – « Measuring the landslide pressure along a pier foundation ». *Actes du colloque The geotechnics of structurally complex formations*. Capri, 1977.
- Billiaux D., Cundall P. – « Modeling of geomaterials using the Lagrangian Element method. » *Revue Française de Géotechnique* n° 63, 1993, p. 9-21.
- Branque D., Gomes Correia A., Biarez J. – « Utilisation d'un modèle élasto-plastique simple dans l'interprétation de l'essai pressiométrique sur sable ». Institut supérieur technique de Lisbonne, Centre de géotechnique, Contrat capital humain, documentation interne, 1997.
- Briaud J.L. – *The Pressuremeter*. Balkema, 1992.
- Cassan M. – *Les essais in situ en mécanique des sols*, tome 1 *Réalisation et interprétation*, Chapitre V « Interprétation de l'essai pressiométrique ». Paris, Eyrolles, 1988.
- Chen L.T., Poulos H.G., Hull T.S. – « Model test on single piles subjected to lateral soil movement ». *Soils and Foundations*, Japanese Geotechnical Society, vol. 37, n° 1, 1997, p. 1-12.
- Chow Y.K. – « Analysis of piles used for slope stabilization ». *International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, vol. 20, 1996, p. 635-646.
- Colliat J.-L., Desrues J., Flavigny E. – « Avantages et inconvénients de l'utilisation d'un système d'antifrettage dans l'essai triaxial de compression ». *Revue Française de Géotechnique* n° 34, 1986, p. 41-55.
- Flavigny E., Desrues J., Balayer B. – « Le sable d'Hostun R.F. ». *Revue Française de Géotechnique* n° 53, 1990, p. 67-70.
- Frank R. – « Fondations profondes ». *Traité de construction*. Techniques de l'ingénieur C248, 1995, p. 1-42.
- Frank R. – *Calcul des fondations superficielles et profondes*. Techniques de l'ingénieur, Presses des ponts et chaussées, 1999.
- Garnier J. – *Modèles réduits en mécanique des sols*, LCPC Nantes. *Les modèles réduits en génie civil*, AUGC, 1995.
- Gay O. – « Modélisation physique et numérique de l'action d'un glissement lent sur des fondations d'ouvrages d'art ». Thèse de l'Université Joseph Fourier de Grenoble, 2000.
- Matlock H., Reese L.C. – « Generalized solutions for laterally loaded piles ». *Proc. ASCE*, 86 SM5, 1961, p. 673-694.
- Ménard L. – « Règles d'utilisation des techniques pressiométriques ». Doc. interne, Centre d'études géotechniques de Paris, 1969.
- Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports – « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ». Cahier des clauses techniques générales, Fascicule n° 62, titre V, 1993.
- Mokrani L. – « Simulation physique du comportement des pieux à grande profondeur en chambre de calibration ». Institut de mécanique de Grenoble, 1991.
- Pender M.J. – « Aseismic Pile Foundation Design ». *Bull. of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering* vol. 26, n° 1, 1993, p. 49-160.
- Pouget P. – « Les fondations sur versant ». *Bull. de liaison des LPC* n° spécial 2, 1976, p. 155-165.
- Pouget P. – « Efforts parasites sur les pieux – Poussées latérales ». Étude du comportement d'un pieu métallique sollicité par les mouvements lents d'un versant instable, site de Sallèles. Compte rendu LRPC Clermont-Ferrand, 1991.
- Pouget P. – *Site expérimental de Sallèles, étude du comportement d'un site instable*. Plaquette de présentation sur le site, CETE de Lyon, LRPC Clermont-Ferrand, 1999.
- Poulos H.G. – « Design of reinforcing piles to increase slope stability ». *Canadian Geotechnical Journal*, n° 32, 1995, p. 808-818.
- Poulos H.G. – « Behavior of laterally loaded piles, single piles ». *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, vol. n° 97, n° SM5, 1971, p. 711-731.
- Randolph M.F. – « Lateral capacity and performance of single piles ». *Engineering of piled foundations*, University of Western Australia, Lecture 7.1-7.20, 1991.
- Recordon E. – « Comportement réel et théorique de quelques ouvrages ». *Revue Française de Géotechnique*, n° 4, 1978, p. 25-47.
- Sève, G., Frank, R., et al. – « Étude expérimentale de la stabilisation d'un glissement de terrain par des pieux de gros diamètre ». *Bull. LCPC* n° 204, 1996, p. 53-64.
- Sève G., Pouget P. – *Stabilisation des glissements de terrain – Guide technique*. Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées, LCPC, 1998.
- Shahrouh I., Kasdi A., Abriak N. – « Utilisation de l'essai pressiométrique pour la détermination des propriétés mécaniques des sables obéissant au critère de Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement non associée ». *Revue Française de Géotechnique* n° 73, 1995, p. 27-33.

# Sur la stabilité des volcans et autres terrils

**P. DUFFAUT**

Expert et Consultant  
en Génie géologique  
130, rue de Rennes  
75006 Paris  
pduffaut@compuserve.com

## Résumé

Comme les volcans, certains tas et terrils sont construits en matériaux tombés verticalement d'un point au-dessus d'eux, ce qui explique leur même forme conique. Les ruptures de tas et digues de stériles font partie des risques industriels et les accidents recensés depuis quelques décennies ont conduit à une réglementation de plus en plus stricte. L'exemple du mont Ontake (Japon) en 1986 a montré que parmi les risques qui menacent les alentours des volcans, certains sont indépendants de l'activité volcanique et tiennent seulement à des structures internes favorables aux glissements de terrain. Comme tout relief ou tas est, ou peut devenir, un château d'eau, toute pente est, ou peut devenir, un barrage pour l'eau qui est à l'intérieur. Tous sont menacés par la pression d'écoulement de cette eau, et les tas coniques davantage que d'autres reliefs en raison de la position des contrastes de perméabilité suivant des surfaces parallèles aux pentes extérieures. Contrairement aux barrages, les volcans sont construits au hasard sur des terrains non préparés ; comme les dunes, les moraines, et les cônes d'éboulis et d'alluvions, ils appartiennent à la famille des reliefs construits et non à celle des reliefs creusés par l'érosion. Ainsi les volcans menacent les populations qui vivent à leurs pieds, même lorsqu'ils sont éteints depuis longtemps.

*Mots-clés* : volcan, terril, érosion, eau souterraine, stabilité des pentes.

## On stability of volcanoes and other heaps

## Abstract

Just as volcanoes, some heaps of aggregate or mine refuse are built with materials fallen from one point over them, which explains their common cone shape. The failures of tailings dams and other embankments are classified among industrial risks, and events that occurred within the last decades have led to more and more stringent rules. The example of Mount Ontake, Japan, in 1984 showed that, among hazards around volcanoes, some do not result from volcanic activity, but only from internal structures favourable to landslides. As any natural mound or unnatural heap is or may become a water tower, any slope is or may become a dam retaining the water inside. All of them are threatened by the filtration pressure of water, and the cone heaps more than other summits, due to permeability contrasts along the surfaces parallel to the slopes. Contrary to dams, volcanoes are built at random on unprepared grounds ; as well as dunes, moraines, debris and alluvium cones and deltas, volcanoes belong to the family of built up summits, instead of most of slopes which have been carved by erosion. Volcanoes threaten people living at their feet, even when they are long since extinct.

*Key words* : volcano, refuse heaps, erosion, groundwater, slope stability.

## Introduction

La parenté de forme frappe les visiteurs du « plat pays » du Pas-de-Calais ou de la ville de Saint-Étienne : les terrils sont pris pour des volcans (Figs. 1 et 2) ! Ce n'est pas un hasard, les uns et les autres sont des tas de matériaux tombés (ou « retombés ») d'en haut, dont les éléments plus ou moins disparates forment des cônes plus ou moins réguliers ; on trouve aussi des tas de granulats coniques sur le carreau des carrières. En vérité les formes géométriques pures sont assez rares dans la nature pour que celles-ci soient jugées remarquables. Outre ces cônes, d'autres dépôts de matériaux comme les décharges et les terrils en « verses », ont des faces planes, comme aussi les remblais des barrages et les digues de canaux ; leurs formes les signalent à l'observateur comme anthropiques, alors que les nappes d'éboulis au pied des falaises, par exemple, ont des formes beaucoup moins régulières.

Les accidents par rupture de terrils font partie des risques industriels (Jupille, Belgique, 3 février 1961 ; Aberfan, pays de Galles, 21 octobre 1966 ; Stava, Italie du Nord, 19 juillet 1985) même lorsqu'ils sont déclenchés par des séismes majeurs (Chili 1965). Le cas particulier des barrages de stériles implique l'eau, même si elle n'est pas toujours bien visible, les autres cas aussi, en général.

Le glissement catastrophique du volcan japonais Ontake, le 14 septembre 1984 (Duffaut, 1987) montre que les pentes des volcans sont particulièrement



FIG. 1 Le volcan Tangariro ; Nouvelle-Zélande (photo Pierre Duffaut).  
Volcano Tangariro, New Zealand.



FIG. 2 Le terril du Soleil à Saint-Étienne (photo Yves Paquette, INERIS).  
Soleil mine refuse heap, in Saint Etienne city, France.

sujettes aux glissements de terrain, même en dehors de toute manifestation du volcanisme ; ainsi presque tous les volcans présentent des cicatrices de glissements de terrains, soulignées par la neige sur la figure 1. L'article est donc consacré aux caractères communs aux terrils anthropiques et aux volcans, que l'on doit considérer comme des *terrils volcaniques*.

## L'eau et la stabilité des pentes (rappels)

L'eau courante érode la surface des pentes grâce à sa force vive, la moindre pluie ravine les sols nus et surtout les remblais et terrils dont la cohésion est en général moindre en surface que celle des sols naturels. Si l'érosion interne est moins rapide que l'érosion superficielle (et moins visible), elle n'est pas moins dangereuse, comme le montrent la théorie et le comportement des barrages en remblai ; la force vive est alors négligeable, mais l'écoulement transmet au solide poreux une pression de courant.

Tout relief est un château d'eau, au moins potentiel ; donc toute pente est ou peut devenir un barrage (Duffaut et Louis, 1972 ; Duffaut, 1992) ; la pluie qui tombe sur un tas de sable transporte les fines vers l'extérieur et colmate le pied du talus ; la pluie suivante s'écoule moins bien ; plus la pluie est intense, plus vite et plus haut le tas se remplit ; un jour le tas s'affaisse ou « crève ». Ainsi tous les talus artificiels comme tous les versants naturels sont menacés par la montée de l'eau souterraine, surtout par les montées les plus rapides ; mais seuls les barrages sont précisément construits pour lui résister (Duffaut, 1994).

La pente d'un volcan peut être schématisée par des couches parallèles de perméabilités différentes (Fig. 3) ; la pression d'écoulement se concentre, surtout en régime transitoire, sur les surfaces de contraste (dans le sens de plus à moins perméable). Il y a donc lieu de comparer l'intensité de la pluie et la perméabilité des couches les moins perméables : l'intensité d'une pluie



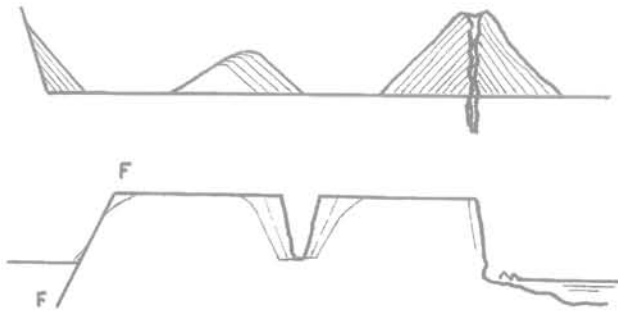
FIG. 3 Coupes schématiques comparées d'un volcan, et d'un barrage en remblai ; l'eau extérieure exerce une poussée dirigée vers le bas sur le noyau « étanche » placé au centre du barrage, alors que l'eau intérieure exerce une poussée vers le haut sur des couches « étanches » proches des pentes du volcan (échelles différentes).

Compared schematic cross-sections of a volcano and a fill dam ; the thrust of outside water against the central impervious core of the dam is directed downwards, while the thrust of inside water acting against the impervious layers close to the volcano slopes is directed upwards (not at the same scale).



## Coulées de boue et de débris, lahars

violente, par exemple 36 mm en une heure, s'exprime aussi bien par  $10^{-5}$  m/s ; transposée en perméabilité, c'est une valeur plutôt moyenne, qui peut convenir à des couches de cinérites ; mais en cas d'altération argileuse de ces cendres, leur perméabilité sera divisée par 1 000 ou davantage. Alors l'effet d'une pluie violente soulèvera facilement la partie superficielle du versant. Le raisonnement suppose que le sommet n'est pas étanche pour que la pluie pénètre. Lorsqu'on considère des surfaces de glissement plus profondes, il faut cumuler l'effet des pluies sur une certaine durée, qui peut atteindre plusieurs semaines.



**FIG. 4** Coupes schématiques de pentes construites, talus d'éboulis, dune, volcan, et de pentes découpées ou « sculptées », falaise marine et gorge d'un cours d'eau (d'après Duffaut, 1994), plus l'escarpement de faille qui n'appartient à aucune de ces catégories (échelles différentes).

Schematic cross-sections of built slopes, talus, dune, volcano, and of carved slopes, sea bluff and river gorge, plus a fault escarpment which does not belong to any of these categories (not at the same scale).

Bien entendu les versants les plus raides et les plus hauts sont les plus menacés. Les volcans boucliers, à pentes faibles, ne montrent guère les cicatrices visibles sur la plupart des autres, par exemple sur la photo classique du Fuji-Yama. Les coulées de laves ont aussi un pouvoir érosif, certains ravinements leur sont attribuables.

Les volcans anciens démantelés par l'érosion (tel le piton des Neiges, à la Réunion) ont perdu leur surface initiale, mais leur structure interne conserve des caractères défavorables au moins dans certaines zones et dans certaines directions ; au contraire au large du centre d'émission des laves, les coulées sont presque horizontales et séparées par des intercalations de scories très perméables, elles fournissent des structures très stables, justifiant les hautes parois très raides des vallées (qui ont mérité le nom de « remparts »).

Les cônes tronqués deviennent plus sensibles à cette action de l'eau souterraine que les cônes « pointus », puisqu'ils sont seuls susceptibles de se « remplir » d'eau souterraine jusqu'au sommet. Certains volcans sont largement tronqués, comme le Kilimandjaro (Tanzanie) ; les cratères peuvent être occupés par un lac, temporaire ou non, ou par une calotte de glace dont la fusion alimente l'eau souterraine.

Enfin, comme tous les grands sommets isolés, les volcans sont la cible d'actions météorologiques intenses, souvent mal identifiées ; c'est une raison de plus pour leur instabilité.

Divers mouvements de masse sur les flancs des volcans ont des causes proprement volcaniques : nuées ardentes comme celle de 1902 à la montagne Pelée (Martinique) ; bombement précédant l'écroulement du versant comme en 1980 au mont Saint-Helens (Washington) ; échauffement du glacier, fournissant l'eau pour les coulées boueuses du Nevado del Ruiz (en Colombie, 1985) ; sans oublier les coulées de laves et les retombées pyroclastiques.

Mais d'autres causes tiennent à la forme ou à la structure du volcan, et non au volcanisme proprement dit : le débordement de lacs de cratère à Java, sous l'effet de pluies diluviennes, est à l'origine des lahars *stricto sensu*. Hors du domaine volcanique, d'autres débordements de lacs ont produit aussi des coulées de boue dévastatrices (notamment dans la Cordillère des Andes), comme les débordements de bassins de décantation de stériles miniers (Merriespruit, Afrique du Sud, 1993).

L'avalanche de débris du volcan Ontake a été déclenchée par un séisme, mais la rupture s'explique par la structure en couches parallèles au versant. À l'aval de la rupture, les phénomènes ne sont pas sans analogie avec les avalanches de débris du Huascarán (Pérou, 1962 et 1970), issues d'écroulements rocheux sans rapport avec des structures volcaniques.

Les volcans les plus hauts sont pour cette raison dotés d'une énergie potentielle plus importante, qui assure la progression des coulées à de très grandes distances ; ainsi le mont Rainier, à 4 392 m d'altitude a nourri des coulées (préhistoriques) jusqu'au site actuel de la ville de Seattle, à plus de 100 km.

Les trois terrils cités dans l'introduction ont donné naissance à des coulées de boue : cendres industrielles à Jupille, où la coulée a détruit une école (Calebant et Dantinne, 1967) ; stériles de mine de charbon à Aberfan (Williams, 1967 ; Duffaut, 1982), la coulée a détruit plusieurs maisons dont encore l'école ; stériles d'une mine métallique à Stava, la coulée descend la vallée et emporte ou submerge plusieurs maisons et hôtels. L'eau est en cause dans ces trois catastrophes bien que les deux premières coulées aient été qualifiées de sèches.

## Comparaison des reliefs, volcans, tas ou terrils, avec les autres reliefs et les constructions

Contrairement aux reliefs et aux tas de toute nature, la plupart des constructions sont creuses (bâtiments, usines, y compris clochers, minarets et cheminées) et ne sont pas prévues pour contenir de l'eau (exceptionnellement on a vu à Vaison-la-Romaine le 22 septembre 1992 un mur d'immeuble dominant la rivière à l'aval immédiat du pont romain sur l'Ouvèze céder sous la pression de l'eau entrée à l'intérieur par la porte sur rue) ; les murs verticaux mettent à profit des liants, dans la maçonnerie ou le béton, ou des matériaux

tenaces, bois ou métal ; quant aux réservoirs d'eau en superstructure, ils sont toujours en matériaux tenaces ou précontraints (dès les tonneaux).

Parmi les tas et remblais, il faut distinguer ceux qui sont faits pour durer, voire pour supporter des charges, et les tas temporaires, ceux-ci sont souvent implantés sans études ni précautions, ceux-là reçoivent plus ou moins de soins ; les remblais de chemins de fer et d'autoroutes, et surtout les barrages en remblai, qu'il s'agisse de terres ou d'enrochements, sont particulièrement soignés. Certains terrils ont été particulièrement négligés, sans aucun traitement du terrain ni drainage sous le remblai ; c'est le cas de la digue de Carling (Moselle), un remblai de voie ferrée privée, posé sur la terre végétale, qui a été pourtant surélevé plus tard pour servir de barrage à un bassin de décantation de cendres, digue rompue en 1980. L'absence de drainage sous les terrils d'Aberfan a été retenue parmi les causes de la catastrophe.

Il va sans dire que les volcans s'installent sur des terrains qui n'ont été ni choisis ni préparés pour les recevoir, donc sans fondation appropriée ni dispositif de drainage ; d'ailleurs les coulées (tant de laves volcaniques que de boue), les dunes, les moraines, envahissent aussi des terrains non préparés.

Avec les dunes, les moraines, les eskers, les cônes d'éboulis et d'alluvions, deltas compris, les volcans font partie des reliefs positifs, reliefs naturels construits (Fig. 4, d'après Duffaut, 1994), par opposition aux reliefs négatifs, reliefs creusés ou découpés (par les agents d'érosion) dans une masse antérieure (reliefs « sculptés » de Théron, d'après Besson, 1996) ; les escarpements de faille échappent à cette classification. Bien davantage que les autres catégories de reliefs positifs, les volcans sont construits par superposition de matériaux très variés, non sans périodes intermédiaires d'altération (voire de ravinement et d'érosion) entre les apports successifs. Au contraire, les dunes sont relativement homogènes (sable fin), les éboulis et les alluvions un peu moins, ceux-ci plus exposés que dunes et éboulis à la montée de l'eau souterraine ; les moraines se singularisent par leur forte hétérométrie et parfois des phases de compactage (notamment pour les moraines de fond appelées en anglais *tills*).

Certains matériaux des volcans sont favorables à la stabilité : les fragments encore visqueux se ressoudent et leur accumulation donne des roches à grande cohésion (malgré une faible densité due à leur teneur en bulles), la plupart sont au contraire défavorables : en particulier les cendres fines sont très altérables, et les argiles d'altération ont une perméabilité très faible.

Si la structure interne des volcans est largement aléatoire (chaotique ?), elle se conforme toutefois à un modèle de cônes emboîtés, avec des surfaces de séparation inclinées vers l'extérieur, c'est-à-dire dans la direction la plus défavorable. Les ravinements entre phases de construction, qu'ils proviennent de l'écoulement des pluies, de la fonte des neiges, du débordement d'un lac de cratère ou des glissements de terrain survenus avant les dernières additions de matériaux, sont susceptibles de fournir des voies privilégiées à la circulation interne de l'eau.

Enfin beaucoup de volcans sont isolés, et constituent donc des reliefs remarquables, certains de grande hauteur (3,5 km pour le Fuji-Yama, 4 pour le mont Rainier, 10 pour le Mauna Loa, en comptant depuis le plancher océanique). Parmi les autres reliefs naturels on trouve peu de sommets isolés comparables par la hauteur, mais il en est de plus élancés : dans ses dessins, Alexandre de Humboldt (1814) avait un peu exagéré les pentes des volcans des Andes (qui sont pourtant parmi les plus pentus au monde), mais aucun n'approche les pyramides ou aiguilles des pics rocheux extrêmes, tous sculptés par l'érosion glaciaire, le Mitre Peak en Nouvelle-Zélande, le Stetinden en Norvège, le Cervin à la frontière italo-suisse (Duffaut, 1993), et surtout les aiguilles des Andes de Patagonie, Paine et Cerro Torre.

## 5

## Conclusion

Les flancs des volcans sont, davantage que beaucoup d'autres reliefs, exposés à des mouvements de masse dangereux et souvent catastrophiques, non seulement en raison de phénomènes proprement volcaniques, mais parce que leur structure interne comporte des surfaces de séparation inclinées vers l'extérieur. Parmi celles-ci, les couches de cendres, par leur évolution vers des argiles, fournissent des contrastes de perméabilité sur lesquelles se concentrent les forces exercées par l'eau souterraine.

Après chaque accident de terril les autorités se préoccupent de mieux comprendre les phénomènes ; le cas échéant des règles plus strictes sont établies pour leur édification et leur surveillance. Une meilleure compréhension des analogies et différences entre terrils et volcans pourrait aider à la prévention et à la prévision des ruptures aux flancs des volcans, qu'ils soient actifs ou considérés comme éteints.

## Bibliographie

Besson L. – *Les risques naturels en montagne*. Publi-Artes, 1996.  
Calembert L., Dantin R. – « L'avalanche de cendres volantes survenue à Jupille le 3 février 1961 ». *Volume d'hommage au professeur Campus*. Liège, 1967, p. 41-57.  
Duffaut P., Louis C. – « L'eau souterraine et l'équilibre des pentes naturelles ». 24<sup>e</sup> Congrès géologique international, Montréal, section 13, 1972, p. 107-116 ; et *Bulletin du BRGM*, 2<sup>e</sup> série III n° 4, p. 3-12.

Duffaut P. – « La rupture du terril d'Aberfan (pays de Galles) le 21 octobre 1966 ». *Revue de l'industrie minière*, 1982, p. 413-418.  
Duffaut P. – « Séisme et glissements de terrain au mont Ontake (Japon) ». *Annales ITBTP* 457, 1987, p. 47-69.  
Duffaut P. – « Any geotechnical engineer has to face groundwater ». *Colloque Porous or fractured unsaturated media: transport and behaviour*. École polytechnique fédérale de Lausanne, 1992, p. 391-398.

Duffaut P. – « Sur la stabilité des pentes et des pics ». *Revue française de géotechnique* n° 63, 1993, p. 57-64.  
Duffaut P. – « Stabilité des barrages et des pentes naturelles ». *Congrès international des grands barrages*. Durban, vol. IV, 1994, p. 809-822.  
Humboldt A. (de) – *Relation historique du voyage aux régions équinoxiales du Nouveau Continent*. Paris, 1814.  
Williams G.M.J. – « Inquiry into the Aberfan disaster ». His Majesty Stationery Office, Londres, 1967.

# Instabilités de versants de terrils en relation avec l'autocombustion des schistes et charbons résiduels

A. MONJOIE  
C. SCHROEDER

Laboratoires de Géologie  
de l'Ingénieur  
d'Hydrogéologie  
et de Prospection  
géophysique  
Sart Tilman B19  
B-4000 Liège ( Belgique)  
A.Monjoie@ulg.ac.be  
Christian.Schroeder@ulg.ac.be

## Résumé

Les terrils de Wallonie font partie du patrimoine de cette région de Belgique. Ils sont parfois exploités pour en extraire le charbon résiduel ou pour servir de matériaux de remblais ou de recouvrement. Ils présentent par ailleurs un indéniable intérêt biologique, paysager, environnemental et même touristique. Les instabilités des terrils se produisent principalement lors de leur édification et leurs causes et mécanismes sont bien identifiés.

Un type d'instabilité moins connu provient de l'autocombustion du charbon résiduel qui, en provoquant des hétérogénéités au sein de la masse du terril, peut dans certaines conditions, conduire à des glissements de terrains, souvent importants, instantanés et sans indices préalables.

Après un bref rappel du phénomène d'autocombustion, le présent article illustre ce type d'instabilité par trois exemples de terrils dont la combustion en cours a conduit à des situations d'instabilité, manifeste ou potentielle. Le papier présente dans chaque cas les résultats des investigations géologiques, hydrogéologiques, géophysiques et géotechniques ainsi que les éventuels calculs de stabilité et solutions retenues.

*Mots-clés* : terril, stabilité, auto-combustion, glissements, Belgique.

# Instabilities of spoil heaps slopes related to the spontaneous combustion of residual schists and coals

## Abstract

In Wallonia, spoil heaps are an important element of the landscape and of the patrimony. They are sometimes worked for recovering the residual coal or as filling material. The spoil heaps instabilities occur mainly during their construction and the causes and mechanisms are well known.

A less frequent instability type comes from the spontaneous combustion of the residual coal which induces some heterogeneity in the spoil heap mass and lead sometimes to instantaneous and more or less important slides.

After a short recall of the spontaneous combustion phenomenon, the paper presents three recent case histories of unstable burning spoil heaps. The geological, hydrogeological and geotechnical surveys performed and, in case of need, the stability studies and the proposed solutions.

*Key words* : spoil heap, stability, combustion, coal, landslide, Belgium.

## Introduction

En Wallonie, les bassins charbonniers se situent selon une bande de terrains du Houiller qui traverse le pays d'ouest en est, le long du sillon Sambre et Meuse. Les terrils des charbonnages, édifiés depuis le siècle dernier, font partie du paysage, de l'histoire et du patrimoine de ces régions minières (Fig. 1).

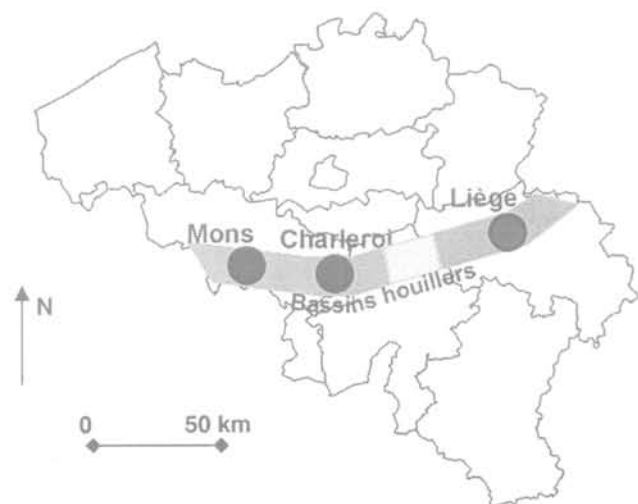


FIG. 1 Bassins houillers de Wallonie et localisation des études présentées.  
Coal basins in Wallonia and location of the case histories.

Bien qu'en Wallonie, les activités extractives soient terminées depuis longtemps (fermeture du dernier charbonnage wallon en 1984), les terrils (parfois orthographiés « terris ») continuent à faire l'objet d'intérêts divers. Économiquement, le charbon résiduel qu'ils contiennent (de l'ordre d'une dizaine de pourcents en moyenne) a conduit, dans les années 80, à la création de nombreuses sociétés ayant pour objet la récupération du charbon. Après extraction de celui-ci, les stériles sont généralement remis en place et le terril est « remodelé ». Les autres utilisations industrielles des terrils consistent à les valoriser comme matériaux de remblais et, dans le cas de schistes brûlés (schistes « rouges »), comme matériau de revêtement et autres applications plus « nobles ». Plus anecdotiquement, en raison de leurs teneurs en matériaux fins et de leur couleur noire absorbant le rayonnement solaire, les terrils peuvent servir de matériaux d'amendement des sols ou de terrains de vignobles. Au point de vue environnemental (aspects paysager, botanique, zoologique...), et affectif, les terrils sont appréciés des riverains qui, souvent, manifestent une réticence certaine à l'exploitation des terrils de leur voisinage. Dans cet esprit, certains terrils, ont été classés et aménagés comme zones vertes, de promenade ou de loisirs.

## Stabilité des terrils

Lors de leur édification, les terrils peuvent présenter un certain nombre de glissements et autres instabilités

bien connues (Marlière, 1950 ; British National Coal Board, 1970). Elles sont d'abord en relation avec les conditions de dépôts (versage par le haut, sans compactage). En règle générale, cette mise en œuvre pose peu de problèmes particuliers en ce qui concerne le terril *sensu stricto*, un profil d'équilibre étant rapidement atteint et la compaction des dépôts augmentant naturellement avec le temps, sous leur charge propre mais des instabilités peuvent être dues aux conditions du sous-sol.

Les mouvements des terrains sous-jacents aux terrils surviennent en particulier lorsque le terril pose sur une couche argileuse de relativement faible épaisseur, surmontant un substratum plus rigide (formations du Houiller ou craies par exemple). Les « bourrelets périphériques » sont caractéristiques de ces instabilités. Celles-ci peuvent survenir rapidement, par rupture, lors de l'édification du terril, causant des dommages importants (Linard de Guertchain, 1939 ; Schroeder, 1981) ou, le plus souvent, se manifester progressivement et continûment, durant des dizaines d'années, par simple fluage des matériaux argileux sans autre conséquence qu'une légère modification du relief en pied de terril.

Une cause moins connue d'instabilité des terrils est la *combustion interne* des schistes et charbons résiduels. Le phénomène en tant que tel est connu depuis longtemps ; il est même fait référence à de telles combustions en Angleterre au XVII<sup>e</sup> siècle (Glasser et Bradshaw, 1990). En lui-même, il constitue une source de nuisances diverses telles les fumées sulfureuses. De plus, en provoquant des hétérogénéités au sein de la masse du terril, la combustion des schistes et charbons peut dans certaines conditions, conduire à des glissements de terrains, parfois fort importants.

Après avoir rappelé le phénomène d'autocombustion, le présent article illustre ce type d'instabilité par trois exemples de combustions de terrils ayant conduit à des situations d'instabilité, manifeste ou potentielle. Ces exemples sont situés dans les régions de Liège, Charleroi et Mons.

## Autocombustion des schistes et charbons résiduels

Les schistes d'exploitation du charbon habituellement déposés en terrils contiennent encore de l'ordre de 5 à 15 % de charbon, ce pourcentage dépendant de l'âge du terril, les terrils les plus anciens (ceux édifiés avant les techniques de flottation) étant en règle générale ceux qui renferment le plus de charbon résiduel. D'autre part, les schistes renferment parfois une quantité non négligeable de sulfure de fer (pyrite, marcasite) pouvant donner en présence d'eau et d'oxygène et dans certaines conditions, une réaction exothermique. Lorsque le terril présente un volume suffisant pour atteindre une « masse critique » (ce qui signifie une hauteur de terril supérieure à 5 mètres au moins) et est peu compact, ce qui permet une circulation d'air et d'eau, le phénomène d'autocombustion peut se produire et dans certains cas, la totalité du charbon résiduel peut brûler, l'extinction des terrils en feu n'étant pratiquement pas possible du point de vue économique (Hebley, 1949).

Ces combustions présentent de réels dangers lorsqu'elles sont en cours. Outre les effets de la chaleur, de nombreux accidents peuvent être provoqués par les combustions des terrils. C'est ainsi que :

- des gaz nocifs sont émis lors de la combustion. Le monoxyde de carbone est le plus dangereux, les fumées sulfureuses étant irritantes et toxiques à doses élevées ;

- la combustion des schistes charbonneux conduit à la formation de cavités sous la surface (« marmites » ou « chaudrons »), laissant en surface une croûte qui peut s'effondrer sous le poids d'une personne ;

- la vapeur d'eau, dégagée lors de pluies ou d'arrosages du terril, peut former du *water-gas*, mélange de monoxyde de carbone et d'hydrogène qui, lorsqu'il est en certaines proportions avec de l'air, donne un mélange explosif. L'explosion, lorsqu'elle se produit, par exemple lorsqu'une excavatrice perce une poche remplie de ce gaz, donne une dispersion de matériaux brûlants qui a par le passé causé le décès de plusieurs personnes (ce fut le cas en Belgique et en Grande-Bretagne) ;

- au cours d'excavation de terrils en combustion, des glissements peuvent entraîner des nuages de poussières charbonneuses qui peuvent exploser au contact des matières incandescentes.

Les terrils brûlés (terrils rouges) fournissent d'excellents matériaux de remblais et sont recherchés pour des usages particuliers (allées, courts de tennis, etc.). Pour cette raison, par le passé, il a parfois été mis volontairement feu aux terrils (Harrington et Heast, 1949).

### 3.1

## Mécanismes de l'autocombustion

La combustion des charbons résiduels est principalement due à une réaction exothermique de l'oxydation des pyrites mais des cas d'inflammation de charbons « purs » par « simple » oxydation du charbon semblent être rencontrés (Harrington et Heast, 1949 ; Carras et Leventhal, 2000).

En présence de sulfures, cette réaction complexe est généralement présentée comme composée des phases suivantes :

1) oxydation des pyrites (et surtout des marcassites et pyrrhotine) qui donne du sulfate ferreux et de l'acide sulfurique :



2) réaction bactérienne (bactéries aérobies autotrophes du groupe des ferrobacilles – thiobacilles, nécessitant un environnement à pH < 4,5, avec un pH optimum de 2,2) avec le sulfate ferreux (qui autrement formerait une couche protectrice) permettant la formation de sulfate ferrique :

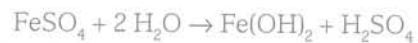


3) nouvelle réaction avec la pyrite et réduction du sulfate ferrique :

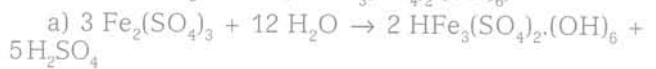


De plus, les réactions suivantes peuvent se produire :

4) formation de limonite et d'acide :



5) formation de jarosite ( $\text{KHF}_3(\text{SO}_4)_2 \cdot (\text{OH})_6$ )



b)  $\text{HF}_3(\text{SO}_4)_2 \cdot (\text{OH})_6 + \text{K}$  (argile ou micas)  $\rightarrow$  (en environnement acide)



Dans certaines conditions, il peut y avoir formation de *mélanterite* ( $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ ).

En fait, ces réactions sont compliquées par la présence de différentes formes minéralogiques des sulfures de fer pouvant réagir les uns avec les autres et catalyser les réactions. Le résultat final est de l'acide sulfurique et de la chaleur. Comme la réaction d'oxydation est accélérée par une augmentation de la température, dès que la balance de l'échange thermique avec l'environnement produit une élévation de la température du terril, la réaction s'accélère et peut donner lieu à l'auto-inflammation de charbon résiduel.

La réaction nécessite donc de l'oxygène (terrils peu compact) et de l'eau pour produire la chaleur nécessaire au départ de la combustion. Elle est favorisée par la présence de sulfures, surtout la marcassite et la pyrrhotine qui catalysent l'oxydation de la pyrite.

La combustion s'initie la plupart du temps au cœur du terril, dans une zone où les échanges thermiques avec l'environnement sont limités, et progresse vers le haut (effet de cheminée) et vers l'extérieur. Bien entendu, la propagation du feu est fonction des répartitions des combustibles et il n'est pratiquement pas possible de prévoir les directions dans lesquelles les combustions vont se propager. Les températures atteintes au sein d'un terril en combustion peuvent atteindre et dépasser les 400 °C, voire davantage (Carras et Leventhal, 2000). On a signalé localement 1 200 °.

### 3.2

## Instabilités des terrils en combustion

Pratiquement toutes les ruptures « naturelles » dans les versants de terrils en combustion surviennent lors de fortes pluies. La pénétration d'eau dans le massif en ignition agit d'une manière complexe et fait intervenir simultanément plusieurs éléments :

D'une part, les précipitations ont un effet direct en raison de :

- l'augmentation du poids volumique des matériaux non brûlés (superficiels) qui se saturent en eau ;

- la saturation de ces matériaux, initialement non saturés, entraîne une diminution de la suction et, partant, une diminution de la résistance au cisaillement (Fredlund et Rahardjo, 1993) ;

- l'instauration d'une nappe temporaire, proche de la surface, provoquant une augmentation des pressions interstitielles ;

- l'effet du mouvement vers l'aval de cette nappe, créant des forces déstabilisantes.

Par ailleurs, les eaux de pluie pénétrant dans le massif en combustion se vaporisent et induisent des pressions de vapeurs agissant sur la face inférieure de la partie non brûlée et de ce fait déstabilisent celle-ci. Cette pression de vapeur se manifeste en partie

médiane car en dessous, la nappe logée dans les flancs du terril empêche la propagation de la vapeur vers l'extérieur à partir du moment où la pression de la colonne d'eau excède la pression de la vapeur. En partie haute du terril, la vapeur produite peut aisément s'échapper par le chemin préférentiel (« cheminée ») suivi par les gaz de combustion. La zone critique se situe donc généralement vers la mi-hauteur du terril.

La surface de discontinuité séparant, au sein du terril, les schistes brûlés des schistes non brûlés constitue en général la surface de glissement en raison de la différence de caractéristiques mécaniques des schistes brûlés. Ceux-ci sont plus résistants que les schistes « noirs », du fait de la « cuisson » prolongée du matériau et de l'augmentation de compacité (départ de la matière la plus légère, le charbon, et des matières organiques, retrait après « cuisson »).

Le schéma de la figure 2 illustre ce mécanisme. Sur cette figure, on peut voir que le matériau après glissement s'étend sur une assez grande longueur. Le glissement, même s'il a lieu le long d'une surface raisonnablement cylindrique (ou plutôt sphérique), n'est pas un glissement rotationnel classique. En raison de la teneur en eau élevée des schistes, le mouvement de la masse glissée s'apparente plutôt à des coulées boueuses qui se propagent sur de grandes distances.

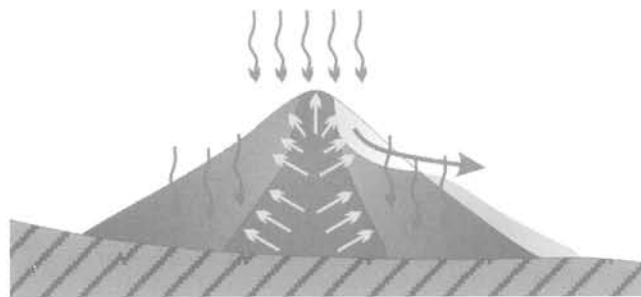


FIG. 2 Mécanisme du glissement dans un terril en combustion.  
Mechanism of landslides in a burning spoil heap.

4

## Terril de la petite Bacnure à Herstal (région liégeoise)

Le glissement du terril de la petite Bacnure illustre parfaitement le mécanisme décrit plus haut. La figure 3 montre la surface de glissement, rouge en haut du talus et la masse glissée, d'un volume total glissé de l'ordre de 2 000 m<sup>3</sup>, qui s'est arrêtée à quelques mètres de la maison en face. Ce glissement est purement local mais peut se répéter ailleurs. Par contre, la stabilité classique d'ensemble du terril, posant directement sur le socle houiller, n'a jamais été mise en cause.

Après le glissement, compte tenu de l'urgence et des difficultés d'accès, une investigation géophysique par tomographies électriques et sondages sismiques a été réalisée sur l'ensemble du terril. Les sondages sismiques (réfraction) ont pour objet de déterminer les épaisseurs des zones superficielles, moins compactes, susceptibles de glisser.



FIG. 3 Terril de la petite Bacnure à Herstal : vue générale du glissement.  
Petite Bacnure spoil heap in Herstal : General view of the landslide.

Les tomographies électriques ont permis de faire la différence entre les schistes sains et les schistes brûlés ou en combustion, sur la base des résistivités électriques. Ces résistivités varient suivant la nature du terrain. Les valeurs généralement observées sont :

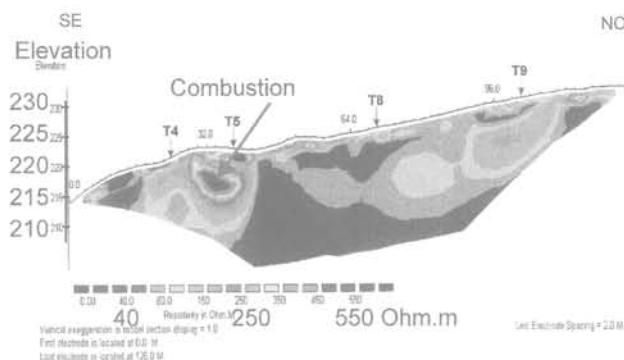


FIG. 4 Tomographie électrique d'une zone partiellement en combustion, en tête du glissement.  
Electrical tomography in a partially burning zone, at the top of the slide.

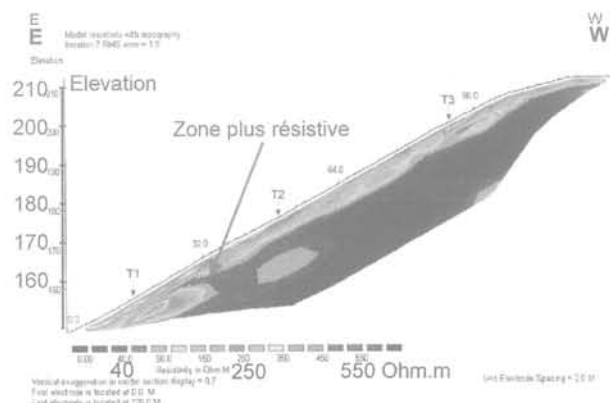


FIG. 5 Tomographie électrique d'une zone pratiquement exempte de combustion.  
Electrical tomography in a zone practically without combustion.

- schistes non brûlés (« noirs », « sains ») : 20 à 120  $\Omega.m$  ;
- schistes gréseux ou grès : entre 100 et 300  $\Omega.m$  ;
- schistes brûlés (« rouges ») : plus de 200 à 300  $\Omega.m$  ;
- schistes chauds : plus de 400  $\Omega.m$  et pouvant dépasser 1 000  $\Omega.m$ .

Les figures 4 et 5 donnent deux exemples de tomographies électriques, l'une dans une zone en combustion (crête du terril en haut du glissement), l'autre dans une zone exempte de combustion (versant opposé à celui du glissement). Sur ces profils, les couleurs claires (rouges) correspondent aux résistivités élevées caractéristiques des schistes brûlés ou chauds.

Sur le profil tomographique de la figure 5, la zone claire (rouge) en pied de terril est peut-être due à un remblai localement plus gréseux qui normalement s'accumule en pied de terril.

Les observations faites par prospection géophysique ont été complétées par un lever topographique détaillé et par une thermographie en photos aériennes infrarouges qui ont permis de confirmer l'étendue des zones en combustion. La figure 6 donne un exemple de thermographie de la zone du glissement. On voit nettement la tache blanche au sommet du glissement, caractéristique d'une zone chaude, correspondant au point T5 de la figure 4.

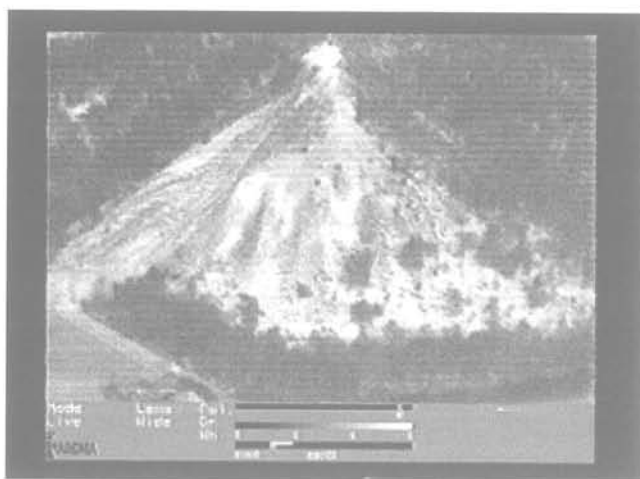


FIG. 6 Thermographie infrarouge de la zone du glissement.  
Infrared thermography of the landslide area.

La campagne de reconnaissances a finalement permis de déterminer les zones les plus instables, c'est-à-dire celles à pente raide présentant des zones brûlées en profondeur et des épaisseurs importantes de terrains peu compacts.

5

## Terril Saint-Charles à Ransart (région carolorégienne)

Le terril Saint Charles, d'une hauteur de quelque 60 m, couvrant environ 6 hectares, est en feu depuis 1994. La figure 7 montre une vue générale du terril avec sur pratiquement toute la surface du terril, des troncs d'arbres calcinés. Le terril pose sur les terrains du Houiller et sa stabilité classique d'ensemble ne pose pas de problème.



FIG. 7 Terril Saint-Charles à Ransart. Vue d'ensemble.  
St Charles spoil heap in Ransart. General view.

Actuellement, le terril est toujours en combustion assez intense, combustion atypique en ce sens qu'au lieu de se propager du centre du terril vers l'extérieur, elle progresse de l'extérieur vers l'intérieur. La raison en est que la combustion des schistes a été initialisée par un feu extérieur au terril. En quelques années, la combustion s'est propagée sur pratiquement toute la surface du terril puis a progressé vers l'intérieur de celui-ci. Les premières zones brûlées se revégétalisent progressivement, ainsi qu'on peut le voir sur le côté gauche de la figure 7. La figure 8 montre deux aspects caractéristiques de cette combustion. La combustion

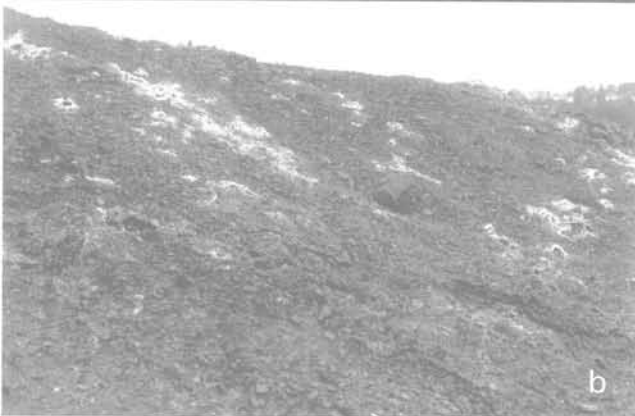
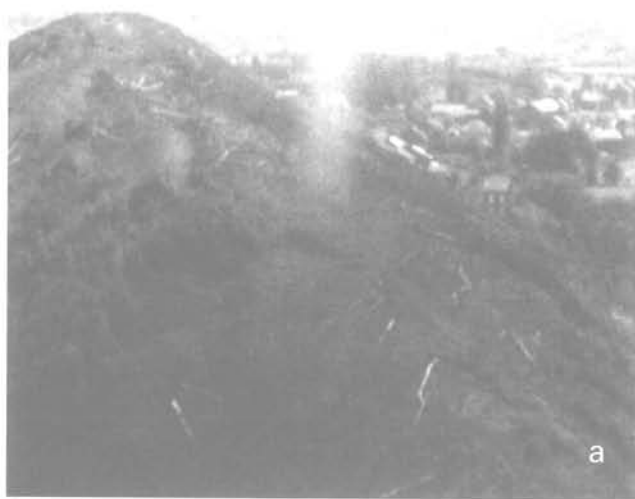


FIG. 8 Terril Saint-Charles : (a) colonne de vapeur ; (b) cristallisations de soufre.  
St Charles spoil heap : (a) vapor column ; (b) sulphur crystallisation.

intense (la surface du terril est localement brûlante) vaporise l'eau du terril et, même par temps relativement sec, on peut observer des colonnes de vapeur. D'autre part, le dégagement de  $H_2S$  et autres gaz provoque des efflorescences de soufre en de nombreux endroits.

Du fait de cette disposition, le mécanisme de glissement tel qu'il a été décrit au terril de la Petite Bacnure à Herstal ne s'applique plus exactement. En revanche, la perte de compacité des couches extérieures en réduit la résistance et, surtout, la progression du feu à l'intérieur du terril crée des quantités de gaz non négligeables qui font courir le risque d'une explosion de *water-gas*.

Les investigations du terril ont été menées à la demande de la ville de Charleroi. L'urgence, les conditions dangereuses (terril en combustion intense) et les difficultés d'accès ont conduit à effectuer les reconnaissances par prospections géophysiques et télédétection. Les reconnaissances ont comporté des tomographies électriques, des sondages sismique réfraction, une thermographie infrarouge aérienne ainsi qu'un suivi topographique.

Les figures 9 à 12 donnent l'implantation des profils sismiques et des tomographies électriques, répartis sur le pourtour du terril et des exemples de profils sismiques et électriques. Les profils électriques montrent les zones brûlées ou en combustion, les profils sismiques, les profondeurs des terrains déconsolidés par

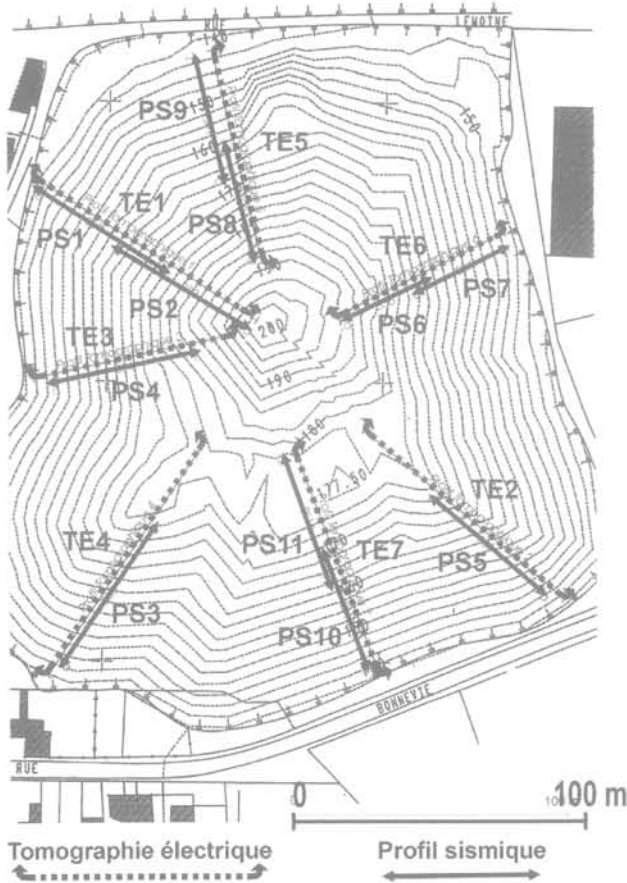


FIG. 9 Terril Saint-Charles : implantation des reconnaissances.  
St Charles spoil heap : Location of surveys.

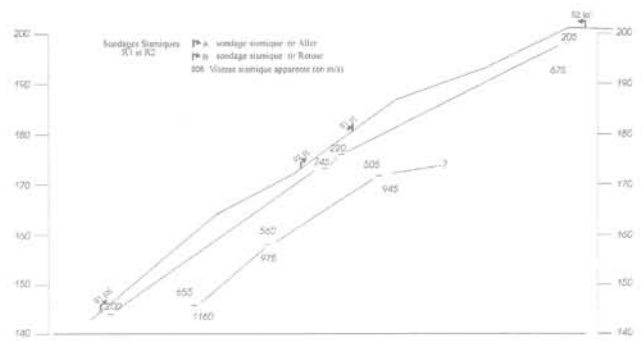


FIG. 10 Terril Saint-Charles : exemple de profils sismiques – S1 et S2.  
St Charles spoil heap : Example of seismic profiles – S1 and S2.

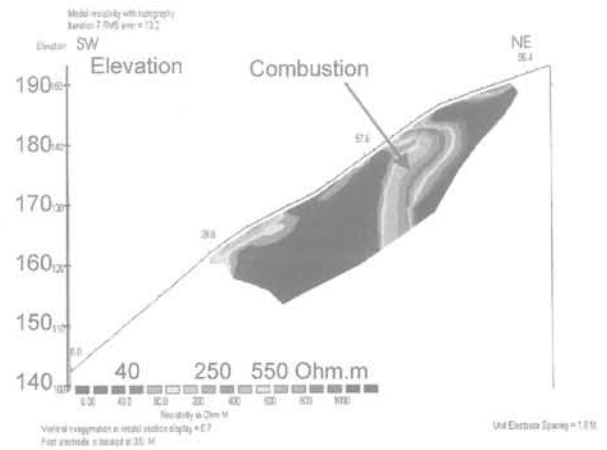


FIG. 11 Profil de tomographie électrique correspondant aux profils sismiques de la figure 10.  
La partie haute du profil montre de la combustion.  
Electrical tomography corresponding to the seismic profiles of figure 10.  
At the top, some combustion is pointed out.

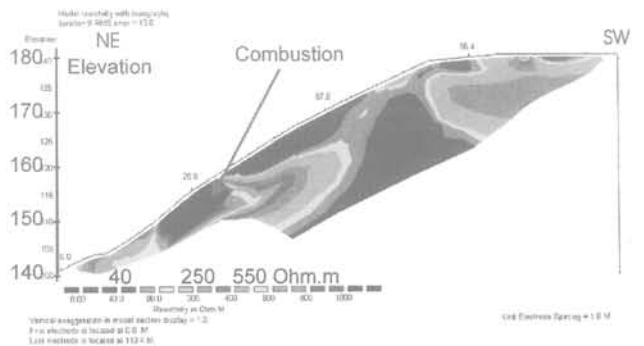


FIG. 12 Autre exemple de profil de tomographie électrique – zone chaude en pied de terril.  
Another example of electrical tomography – hot zone at the toe of the spoil heap.



la combustion, caractérisés par des vitesses sismiques très lentes, de l'ordre de 200 m/s, la partie « saine » du terril présentant des vitesses sismiques de l'ordre de 1 000 m/s.

Les figures 13 et 14 montrent la même vue aérienne du terril, l'une étant en couleurs naturelles, l'autre en infrarouges. On note la forte chaleur qui se dégage au sommet du terril (effet cheminée) et la répartition des zones en combustion, avec intensité maximum sur les arêtes convexes.

Les reconnaissances effectuées ont permis de délimiter les zones où les probabilités d'instabilité étaient les plus fortes, zones présentant les plus grands risques d'explosion qui pourrait se produire au cas où un glissement mettrait brutalement en contact avec l'air les masses incandescentes de l'intérieur du terril. Le périmètre de « dangerosité » ayant été défini, la ville de Charleroi a racheté aux propriétaires les immeubles menacés et a facilité leur relogement. Actuellement, le terril poursuit sa combustion et fait l'objet d'un suivi continu.

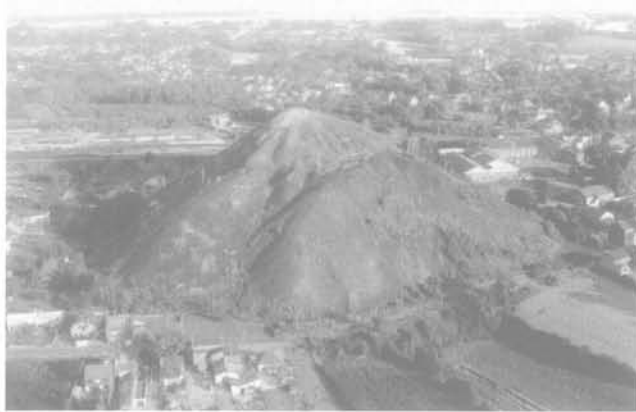


FIG. 13 Vue aérienne du terril Saint-Charles.  
View of the St Charles spoil heap.

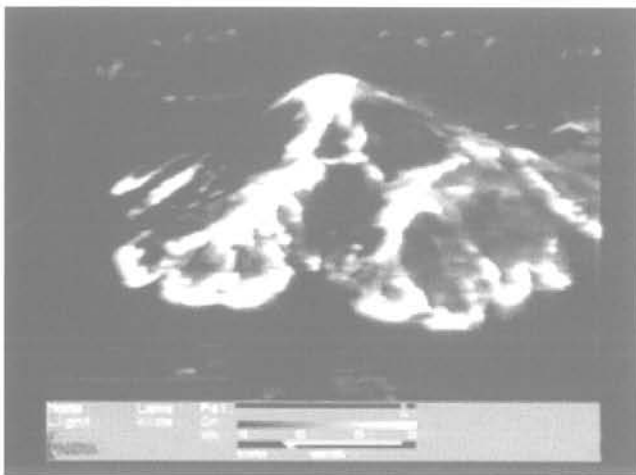


FIG. 14 Thermographie infrarouge du terril Saint-Charles.  
La vue correspond exactement à celle de la figure 13.  
Infrared thermography of the Saint Charles spoil heap.  
The view corresponds exactly to the view of figure 13.

## Terril de l'Héribus à Cuesmes (région montoise)

La vue aérienne de la figure 15 montre le terril de l'Héribus, situé au Sud de la ville de Mons, visible en arrière-plan. Le terril de l'Héribus est haut de 75 m et s'étend sur quelque 16 hectares. Ce terril présente un intérêt particulier, car il est à la fois le siège de problèmes d'instabilités liées à des combustions internes mais aussi de glissements liés à la nature des terrains de fondation. Le terril date du début du siècle et a été



FIG. 15 Terril de l'Héribus : vue générale.  
Héribus spoil heap : General view.



FIG. 16 Vue aérienne du terril de l'Héribus et de la coupure de la route de Bavay.  
Aerial view of the Heribus spoil heap and of the cutting of the Bavay road.

arrêté assez récemment, le charbonnage de l'Héribus ayant cessé son activité depuis moins de trente ans. Les pentes du terril sont relativement douces en pied de terril (10°), plus redressées vers le sommet (25° à 30°). Actuellement, le sommet du terril présente des zones en combustion (schistes rouges, quelques fumerolles et léger dégagement de chaleur), visibles sur la figure 15.

Il y a quelques années, un aménagement du terril a été réalisé par les soins de la Ville de Mons (escaliers, chemins, bancs, table d'orientation au sommet, etc.). Il constitue encore actuellement un lieu de promenade assez fréquenté.

Au point de vue géologique, le terril de l'Héribus repose sur des formations limoneuses quaternaires épaisses d'une dizaine de mètres. Sous celles-ci, dans les deux tiers Sud du site, on rencontre quelques mètres du complexe argileux yprésien surmontant 20 à 30 mètres du complexe sableux landénien, ce dernier reposant sur les craies et marnes du Crétacé. Le toit des formations du Secondaire a un pendage nord/nord-est. Au nord du site, une formation de sables yprésiens (ou paniséliens) s'intercale entre le limon quaternaire et l'argile yprésienne. En ce qui concerne les tassements miniers, la carte géotechnique renseigne des affaissements de l'ordre de 2,50 m sous le terril et jusqu'à 5,00m plus à l'ouest, valeurs confirmées par l'analyse des cartes topographiques réalisées à différentes époques.

En ce qui concerne la stabilité, dès le début de sa réalisation, le terril a présenté deux zones d'instabilité provoquant des bourrelets de pied : au nord (où la situation semble stabilisée) et surtout à l'est où le glissement a coupé la route (chemin de Bavay) passant à cet endroit. La photo aérienne (datant d'une vingtaine d'années, cf. figure 16) montre le déplacement du terril sur le tracé de la route. La partie Sud du terril paraît stable, hormis, très localement.

Deux glissements ont affecté le terril au milieu des années 90. Ils sont désignés dans la suite par les termes « glissement Est » et « glissement Ouest ». Ils se présentent comme suit. La figure 17 montre les zones d'instabilité et les phénomènes associés (fissures, bourrelets, etc.).

### 6.1

## Glissement Est

En 1994, un glissement très important a affecté le flanc Est du terril. Ce glissement s'est produit assez lentement et, semble-t-il, de manière continue. Il se manifeste par :

- en tête du glissement et quasi au sommet du terril, une niche d'arrachement de près de 7 m de haut, témoignant d'un mouvement général de rotation d'environ 5°;
- en pied de glissement, d'importants bourrelets situés à la base du terril.

Sur le flanc du terril affecté par le glissement, on note de nombreuses fissures ouvertes avec petits déplacements verticaux ainsi qu'une série de nombreux décrochements orientés est-ouest au pied de ce flanc, sur le chemin et sur le replat en contrebas de ce dernier.

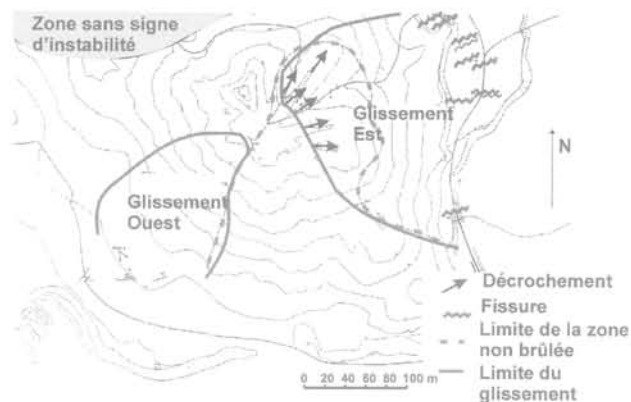


FIG. 17 Terril de l'Héribus : observations des phénomènes d'instabilité. Héribus spoil heap : Location of the observed instabilities.

### 6.2

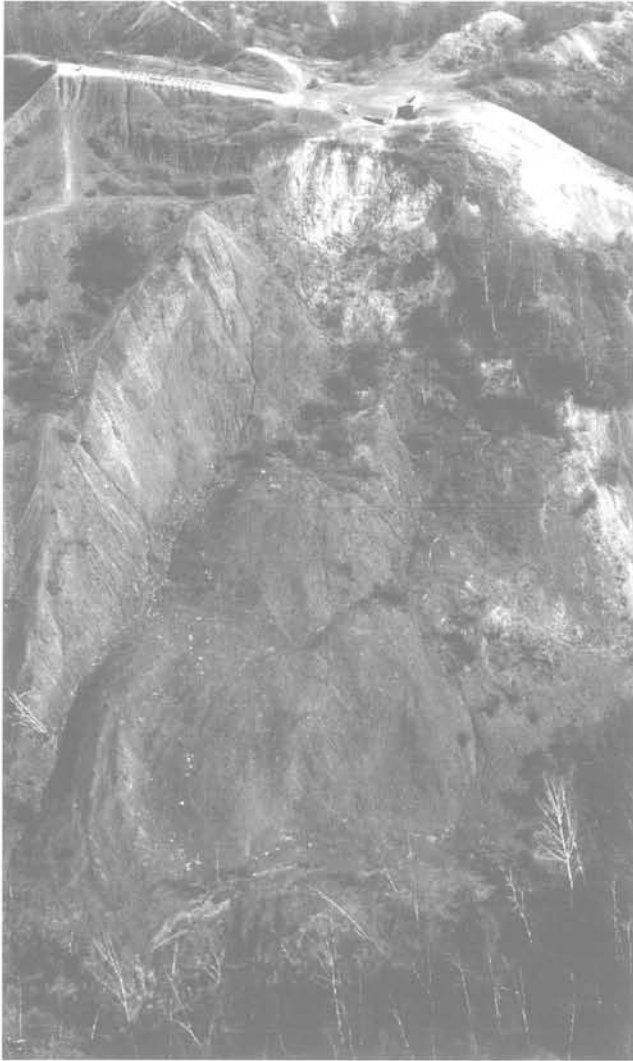
## Glissement Ouest

En été 1992, après (ou au cours) un violent orage, un brutal décrochement au sommet du flanc Ouest a provoqué le déplacement rapide d'une masse de terril qui s'est éboulée en contrebas, renversant les arbres et provoquant un mouvement du pied du terril se traduisant par de nombreuses fissures ouvertes et quelques bourrelets supplémentaires en pied. En tête du glissement, la paroi qui subsiste actuellement (faisant apparaître le schiste brûlé) a une pente assez raide et sur le replat, au-dessus du glissement, on remarque des fissures (amorces de glissement) à une dizaine de mètres de la table d'orientation. Près du sommet, subsiste une zone en combustion avec fumerolles.

Les risques évidents d'instabilité du glissement Ouest et la dégradation continue par le glissement Est ont conduit la ville de Mons à faire effectuer une étude détaillée des glissements. Ces études ont comporté des reconnaissances *in situ* et des essais de laboratoire dont les résultats ont été utilisés pour les calculs de stabilité. En même temps qu'une inspection détaillée du terrain (sur le site et sur photos aériennes) avec



FIG. 18 Glissement Est : avancée du bourrelet de pied, escarpement de tête. East slide : toe-head scarp.



**FIG. 19** Glissement Ouest. En bas de l'image, les terrains glissés, en haut, en clair (rouge), le plan de glissement (discontinuité entre les schistes brûlés et non brûlés).

West slide. At the bottom of the picture, the flooded soils. At the top, the light (red) zone corresponds to the failure surface (discontinuity between the « red » and « black » schists).

relevé du mouvement et des désordres ainsi qu'un lever topographique et que l'examen d'anciennes cartes topographiques et photos aériennes, les reconnaissances ont consisté en une investigation du sous-sol effectuée par :

- une prospection géophysique (sismique réfraction et résistivité électrique) réalisée en périphérie du terril, sur le flanc du terril et au pied du glissement Ouest. La prospection géophysique a pour but de déterminer la structure générale du site et de permettre l'implantation judicieuse des reconnaissances mécaniques ;
- neuf petits forages d'étalonnage réalisés à la tarière hélicoïdale sur le pourtour du terril avec prélèvements d'échantillons non remaniés pour essais de laboratoire ;
- sept essais de pénétration statique 10T implantés en fonction des résultats de la prospection géophysique ;
- huit essais de cisaillement direct réalisés sur les échantillons prélevés dans les forages.

La prospection géophysique par sismique réfraction permet de distinguer trois niveaux de terrains caracté-

risés par les vitesses apparentes de propagation des ondes sismiques de compression (V) :

- terrains superficiels : terre végétale, remblais de terre et cailloux, schistes du terril, limons sableux/argileux quaternaire (V = 130 à 240 m/s), sable yprésien et landénien hors nappe (V = 260 à 550 m/s) et terril plus compact (V = 700 à 710 m/s) ;
- schistes du terril sous nappe (V variant avec le degré de compacité de 1 220 à 1 600 m/s) et limons sableux/argileux quaternaires sous nappe (V = 1 365 à 1 575 m/s) ;
- argiles (sableuses) yprésiennes sous nappe (V = 1 740 à 2 515 m/s) ou le sable landénien sous eau (V = 1 580 à 1 860 m/s).

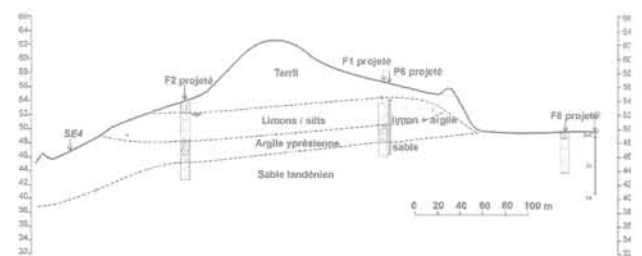
Les sondages électriques distinguent les formations suivantes :

- terrains superficiels : remblais de terre et cailloux : résistivité = 300 Ω.m ;
- limons sableux/argileux quaternaires : résistivité = 50 à 65 Ω.m non saturés et = 13 à 20 Ω.m sous nappe ;
- formations sableuses yprésiennes (résistivité = 35 Ω.m sous nappe) ;
- formations sableuses landéniennes (résistivité = 60 Ω.m non saturé et 35 Ω.m sous nappe) ;
- argile yprésienne : résistivité = 10 à 15 Ω.m.

Les essais de pénétration statique, implantés en fonction des résultats de la prospection géophysique, ont permis de mettre en évidence trois couches de terrains dont les caractéristiques géomécaniques sont les suivantes :

- schistes du terril caractérisés par une résistance à la pointe de 40 à 50 kg/cm<sup>2</sup> mais présentant des « pics » de résistance à la pointe assez importants (> 180 kg/cm<sup>2</sup>). Ces pics sont accompagnés de chocs lors de l'enfoncement du pénétromètre ;
- silts sableux dont les caractéristiques sont assez similaires à celles des schistes du terril mais ne présentant pas les mêmes « pics » de résistance à la pointe ni les chocs. La résistance moyenne de ces silts sableux est de 30 à 40 kg/cm<sup>2</sup> avec des passages plus résistants correspondant aux passages plus sableux ;
- argile et silts argileux caractérisés par une résistance à la pointe augmentant régulièrement avec la profondeur d'investigation. Le frottement latéral augmentant environ de 300 à 700 kg/m de profondeur.

Les forages complémentaires ont fourni les échantillons non remaniés pour les essais de laboratoire et ont permis d'étalonner les autres méthodes. Sur base des reconnaissances, on a pu tracer les coupes géologiques interprétatives dont la figure 20 donne un exemple avec, sous les remblais du terril, la succession des couches du Tertiaire, avec un léger pendage nord.



**FIG. 20** Coupe géologique nord-sud. North-South geological cross - section.

Les résultats des essais de laboratoire, essais de cisaillement direct consolidés-drainés, réalisés sur les échantillons remaniés d'argile et de limons prélevés dans les forages (les « limons » désignent les formations silto-sableuses surmontant les formations yprésiennes et les « argiles » désignent ces formations yprésiennes argileuses) donnent globalement les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Limons :

- $\gamma_d$  : de 10,75 à 15,89 kN/m<sup>3</sup>,
  - w naturelle : de 25,1 à 57,2 %,
  - au pic :  $\phi'$  de 18,1 à 25°,  $c'$  de 5 à 10 kPa,
  - en résiduelle :  $\phi'$  de 15,7 à 22,5 °  $c'$  de 0 à 10 kPa (0 à 1,0 t/m<sup>2</sup>).

- Argiles :

- $\gamma_d$  : de 12,51 à 14,87 kN/m<sup>3</sup>,
  - w naturelle : de 28,04 à 41,7 %,
  - au pic :  $\phi'$  de 17,3 à 21,6 °  $c'$  : de 8 à 18 kPa,
  - en résiduelle :  $\phi'$  : de 14 à 20,5 °  $c'$  de 4,7 à 12,8 kPa.

Avec ces valeurs, recalibrées au cours de l'étude par *back-analysis*, les profils des glissements Est et Ouest ont été étudiés au point de vue stabilité. Les calculs ont été réalisés par la méthode de Janbu au moyen d'un programme développé aux LGIH, permettant d'inclure les effets de suppressions interstitielles et les effets sismiques (en calcul statique).

### 6.3

## Étude de stabilité – Glissement Est

La structure des terrains et des courbes de glissement étudiées au profil Est est donnée à la figure 21. Sur cette figure sont représentées quelques courbes de glissement étudiées et quelques hypothèses sur le niveau de la nappe du terril.

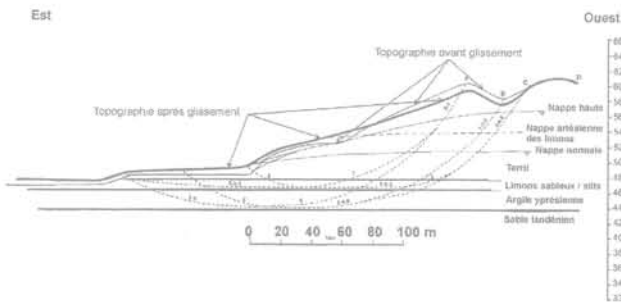


FIG. 21 Coupe dans le glissement Est : exemples de courbes de glissement.

Cross section in the East slide : examples of rupture lines.

Le calcul de la stabilité de ce profil a été réalisé en deux étapes : en considérant la topographie avant glissement et dans la situation topographique actuelle. Avant glissement, avec les paramètres mécaniques donnés plus haut et une position basse de la nappe phréatique, les coefficients de sécurité obtenus sont supérieurs à 1,25, ce qui est une valeur faible mais cependant supérieure à l'unité, valeur incompatible avec le fait qu'un glissement s'est effectivement pro-

duit. Une étude paramétrique a permis de restituer (par *back-analysis*) les conditions dans lesquelles le glissement a pu se produire. Les variations des paramètres mécaniques (sauf pour l'argile yprésienne) ont relativement peu d'importance par rapport à celles de la nappe phréatique.

En effet, en cas d'augmentation du niveau piézométrique de la nappe, les coefficients de sécurité décroissent fortement, tendant à se rapprocher de l'instabilité (valeurs proches de l'unité ou inférieures). La probabilité d'une nappe aussi haute est faible. Les causes de l'instabilité doivent être cherchées dans d'autres actions de la nappe que la simple élévation du niveau piézométrique. Il semble que le poids du terril et du bourrelet Est ait diminué la perméabilité des limons, ce qui a confiné la nappe à l'exutoire. Au cours de longues périodes de précipitation, il y a donc possibilité d'avoir une nappe captive (artésienne) dans les sables et silts sous les limons quaternaires compactés par le terril. Il s'avère que la présence d'une nappe artésienne, associée à une légère diminution des caractéristiques de l'argile yprésienne, peut expliquer le glissement observé.

Avec les paramètres ainsi déduits de l'étude du glissement, il a été possible de définir les orientations des solutions de confortement possible : drainage ou stabilisation par risberme. La solution retenue et dimensionnée par le bureau d'études Tractebel comprend la construction d'une risberme en pied de glissement, avec drainage approprié. Les travaux de confortement ont été terminés dans le courant 2000.

### 6.4

## Étude de stabilité – Glissement Ouest

Le glissement Ouest s'est produit dans la partie supérieure du terril, entre les cotes 100 et 130, provoquant une sorte de coulée boueuse qui s'est déposée en contrebas, sous la cote 85, renversant les arbres et provoquant quelques bourrelets supplémentaires en pied de terril. Entre les cotes 85 et 100, la topographie est restée intacte. Le plan de glissement laisse apparaître le schiste rouge brûlé. La coulée de schiste en contrebas ne montre pratiquement pas de schistes brûlés. Il est donc probable que le plan de glissement coïncide avec le contact schistes brûlés chauds/schistes non brûlés. Les figures 22 et 23 présentent respectivement une coupe complète du versant au droit du glissement Ouest et un agrandissement de la partie supérieure du versant, c'est-à-dire le glissement proprement dit.

L'examen de la topographie actuelle montre également que le glissement s'est produit en deux phases : un premier glissement s'est déclenché suivant la ligne de glissement CG1 (entre les points A et B à la figure 23) à l'endroit où le terril montrait la plus forte pente. Le premier glissement a provoqué la déstabilisation de la partie supérieure et un deuxième glissement s'est produit suivant la ligne de glissement CG2 (entre les points C et D à la figure 23). Cette partie du terril était stable depuis de nombreuses années. Le glissement (le double glissement) s'est produit en été, lors de fortes pluies. Le mécanisme du glissement est donc tout à fait en conformité avec ce qui a été décrit plus haut, à savoir, les effets combinés de l'eau saturant le schiste « noir », la surface de discontinuité entre les

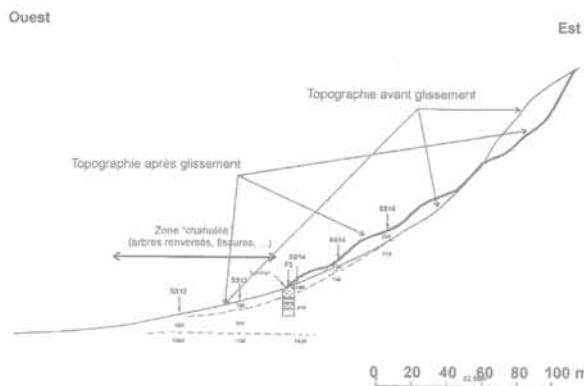


FIG. 22 Coupe d'ensemble dans le versant du glissement Ouest.  
General cross section of the slope of the West slide.

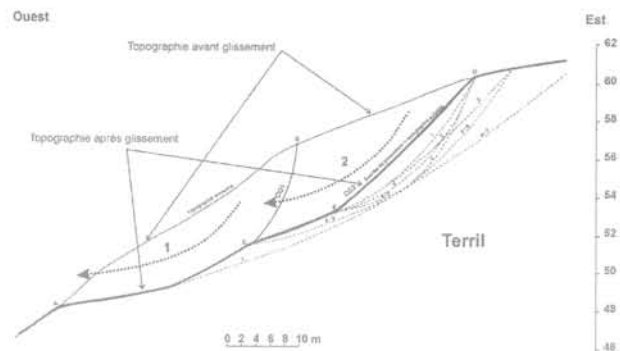


FIG. 23 Détail du glissement Ouest : décomposition des mouvements.  
Detail of the West slide : succession of motions.

schistes « noirs » et « rouges » et la pression de vapeur s'exerçant en partie haute du terril.

L'analyse de la situation avant glissement a été faite avec les valeurs suivantes des paramètres physiques et mécaniques du terril, choisies en fonction des données d'études précédentes :

- poids volumique sec :  $19 \text{ kN/m}^3$  ;
- angle de frottement interne :  $35^\circ$  ;
- cohésion (tenant compte que cette zone du terril est peu compactée) :  $5 \text{ kPa}$ .

La nappe est supposée plus basse que la courbe de glissement. Dans ces hypothèses, les coefficients de sécurité obtenus sont supérieurs ou égaux à 1,5. Le terril est donc stable mais sans sécurité totalement satisfaisante. Dans ces conditions, il est normal qu'il ait tenu depuis sa construction.

Dans la situation actuelle, en considérant les paramètres obtenus par l'analyse du glissement, en particulier les hypothèses sur les effets de l'eau, les coefficients de sécurité déterminés dans les hypothèses d'un terrain à humidité naturelle (9 %) puis complètement saturé en cas d'orages violents, avec une pression interstitielle et une sous-pression de vapeur, les coefficients de sécurité descendent en dessous de l'unité. En cas de forts orages, tels ceux qui ont provoqué le glissement de ce flanc, l'instabilité est pratiquement inévitable. La seule solution envisageable pour conforter le flanc Ouest a été de reprofiler la partie haute du terril pour lui donner une pente plus en rapport avec les caractéristiques mécaniques de ce type de terrains. Ce reprofilage a été dimensionné par le bureau d'études Trac-tebel et est actuellement réalisé.

## 7

### Conclusion

Dans les études de terrils, aussi bien ceux en place que ceux en cours de remodelage, interviennent de nombreux facteurs, naturels ou anthropiques. Les quelques exemples présentés montrent l'importance de

l'effet de la combustion interne dans les problèmes d'instabilités de terrils. Lorsque de tels problèmes se posent, il est nécessaire d'étudier les solutions en gardant présent à l'esprit le fait qu'il n'est pratiquement pas possible d'éteindre un terril en combustion (de nombreuses tentatives ont été faites sans succès). Il faut aussi s'assurer que des interventions (comme une excavation) ne risqueront pas de provoquer d'explosion, comme cela s'est déjà produit.

Dans tous les cas, une étude détaillée est indispensable pour déterminer l'ampleur du risque potentiel. Cette étude comporte dans tous les cas une prospection géophysique sismique et électrique, les tomographies électriques permettant, sur base des résistivités, de déterminer les zones en combustion, brûlées ou non brûlées et la prospection sismique donnant les épaisseurs et les compacités relatives des différents terrains. On peut ainsi déterminer les zones où le schéma de glissement tel qu'il a été décrit est susceptible de se produire et définir les zones à risques. Les informations fournies par les thermographies infrarouges complètent le dispositif et permettent un suivi assez aisé de l'évolution de la combustion.

Dans le cas le plus général, ces reconnaissances géophysiques sont complétées d'une campagne de reconnaissance classique comportant des essais mécaniques *in situ*, des prélèvements d'échantillons et des essais de laboratoire permettant de réaliser les études de stabilité conduisant à la préconisation des solutions à adopter. Ces solutions sont à déterminer au cas par cas, en tenant compte de tous les facteurs, aussi bien géotechniques qu'environnementaux, économiques et sociaux.

### REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier les administrations communales de Herstal Charleroi et Mons et en particulier Madame Rouhart, directrice de l'Urbanisme de la ville de Mons, Monsieur Monseux, échevin de la ville de Charleroi et Madame Piret, du service Environnement de la ville de Charleroi pour leur aide et l'intérêt particulier qu'ils ont porté à tous les aspects de ces études. Ils tiennent à signaler que les photos infrarouges ont été réalisées par des vols d'hélicoptères de la gendarmerie.

## Bibliographie

- Carras J.N., Leventhal A.R. – « Spontaneous combustion in open-cut coal mining spoil piles: a challenging legacy ». *Proc. Geo. Eng.*, Melbourne, 2000, p. 313.
- Collectif – *Spoil heaps and lagoons*. London: Ed. National Coal Board, 1970.
- Fredlund D.G., Rahardjo H. – *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons Ed., 1993.
- Glasser D., Bradshaw S. – « Spontaneous combustion in beds of coal ». In : *Handbook of Heat and Mass Transfer*, vol. 4, *Advances in Reactor Design and Combustion Science*, 1990, p. 1071-1148, Gulf, N. Cheremisinoff, Ed.
- Harrington D., Heast J.H. – « Incendies des terrils », *Annales des Mines de Belgique* XLVIII (4), 1949, p. 427-434.
- Hebly H.F. – « La lutte contre les feux de terril », traduit par J. Lecomte. *Annales des Mines de Belgique* XLVIII (6), 1949, p. 709-712.
- Lohest M. – « Soufre sur le terril en combustion du charbonnage de Werister ». *Annales de la Société Géologique de Belgique* vol. 31, 1903, p. 128-132.
- Linard de Guertchain A. – « Action tectonique des terrils. Glissements de Courcelles et de Fontaine-l'Évêque », *Bull. Tec. Union des étudiants sortis des Écoles spéciales de Louvain* 1939, p. 39-61.
- Marlière R. – « Terrils « en marche » ». *Bull. A.I.M.s.* n° 4, 1950, p. 11-18.
- Monjoie, A. – « Les friches de charbon de la région liégeoise ». *Bull. Soc. Royale des sciences de Liège*, vol. 69, 5, 2000.
- Schroeder Ch. – « Exploitation rationnelle d'un terril ». *Revue Française de Géotechnique* n° 14 bis « Environnement et Géotechnique », 1981, p. 80-84.
- Wathelet M. – « Terril de l'Héribus – Études des conditions géologiques et géotechniques ». Travail de fin d'études Ulg, Faculté des Sciences appliquées, 1997.

# Structures géologiques et stabilité des pentes dans les massifs rocheux : description, analyse et modélisation

**J.-A. FLEURISSON**

Centre de Géologie  
de l'Ingénieur  
École des mines de Paris  
École nationale des ponts  
et chaussées  
Université  
de Marne-la-  
Vallée,  
Bâtiment IFI  
5, bd Descartes  
Champs-sur-Marne  
77454 Marne-la-Vallée  
Cedex 2  
fleurysson@cgi.ensmp.fr

## Résumé

Les structures géologiques constituent les facteurs de prédisposition majeurs des instabilités de pentes dans les massifs rocheux, puisqu'elles contrôlent les mécanismes de déformation et de rupture qui les affectent. Leur étude représente donc une étape capitale pour comprendre le comportement mécanique et hydraulique des massifs rocheux. Une méthodologie rigoureuse, basée sur une approche typique de géologie de l'ingénieur et de mécanique des roches, doit être mise en place pour : 1) caractériser le massif rocheux et en particulier son réseau de discontinuités ; 2) déterminer si, en fonction de l'échelle d'analyse, le comportement du massif relève plutôt de ses propriétés de milieu discontinu ou continu. On peut alors identifier les mécanismes de déformation et de rupture les plus réalistes, et procéder à leur modélisation par des méthodes de calcul appropriées ; 3) analyser l'influence des facteurs déclenchant ou aggravants des instabilités potentielles. Cet article présente différentes techniques et outils existants pour aborder ces étapes successives, et illustre leur utilisation pratique ainsi que leurs limitations par des études de cas dans les domaines des mines et carrières à ciel ouvert et du génie civil.

*Mots-clés* : massifs rocheux, géologie de l'ingénieur, mécanique des roches, discontinuités, analyse structurale, stabilité des pentes, mécanismes de déformation et de rupture, modélisation numérique.

# Geological structures and slope stability in rock masses : description, analysis and modelling

## Abstract

Geological structures constitute the major predisposition factors to slope instabilities in discontinuous rock masses, as they govern the deformation and failure mechanisms likely to occur. Their study accounts then for an essential stage in the understanding of the mechanical and hydraulic behaviour of the rock mass under consideration. A rigorous methodology, directly relevant from an engineering geological and rock mechanics approach, must therefore be carried out with the following purposes : 1) to obtain an accurate characterisation of the rock mass, and mainly its natural discontinuity network ; 2) to determine if, depending on the scale of analysis, the rock mass behaviour is dependent on either their continuous or discontinuous properties. It becomes consequently possible to identify the most realistic deformation and failure mechanisms, and to implement the appropriate modelling techniques ; 3) to analyse the influence of the triggering or aggravating factors on the possible instabilities. This paper presents various techniques or existing tools related to these different items, and gives

illustrations of their practical uses and restrictions, in the fields of open pit mining and quarrying as well as civil engineering works.

*Key words* : rock mass, engineering geology, rock mechanics, discontinuity network, structural analysis, slope stability, deformation and failure mechanisms, numerical modelling.

1

## Introduction

Le thème général de la stabilité des pentes dans les massifs rocheux constitue un axe d'études et de recherches important dont les applications concernent des domaines très variés : mines et carrières à ciel ouvert, excavations de génie civil, risques naturels liés aux mouvements de versant, et donc protection de l'environnement et aménagement du territoire. Si les problèmes posés sont bien distincts selon le secteur d'activité, ils correspondent toujours à des enjeux de première importance.

Pour les grandes excavations de génie civil et surtout pour les exploitations minières à ciel ouvert qui peuvent atteindre plusieurs centaines de mètres de profondeur, l'objectif général est de définir la géométrie des talus qui garantira la sécurité de l'ouvrage tout en limitant au maximum le volume de matériaux à excaver, et donc le coût final du projet. A ces enjeux économiques viennent s'ajouter des préoccupations liées à l'environnement, en particulier dans le cadre des procédures d'abandon des sites miniers où se posent les problèmes de stabilité à long terme des talus.

Dans le domaine des mouvements de versants naturels, les enjeux concernent la protection des personnes, des biens et des infrastructures. Il s'agit plus, ici, de définir les volumes de matériaux instables, pour dimensionner des ouvrages de protection directe vis-à-vis des habitations et des infrastructures, ou de protection indirecte telles que des galeries de dérivation de cours d'eau afin d'éviter des catastrophes liées à la formation de barrages par les matériaux éboulés et glissés. Il est également important d'identifier les facteurs déclenchants ou aggravants des mouvements afin de mettre en place des méthodes de surveillance et éventuellement de confortement. Tous ces points peuvent alors contribuer à définir les plans d'intervention et d'évacuation des populations à mettre en œuvre en cas de danger imminent.

Quel que soit le domaine d'application, l'expérience montre que chaque massif rocheux est un cas unique, et qu'il n'existe pas de recettes standards ni de solutions de routine qui permettent d'obtenir systématiquement la bonne réponse au problème posé. Il importe donc de mettre en place une méthodologie bien maîtrisée, basée directement sur une approche géologique, et donc structurale, du massif rocheux. Ce type de démarche peut se décomposer en plusieurs étapes :

– la caractérisation du massif rocheux par l'acquisition, puis l'analyse, de données géologiques et géomécaniques ;

– la détermination des mécanismes potentiels de déformation et de rupture, et leur modélisation ;  
– l'analyse des facteurs déclenchants ou aggravants des ruptures.

On se propose, dans cet article, de présenter différentes techniques et outils existants pour aborder ces étapes successives, et d'illustrer leur utilisation pratique ainsi que leurs limitations par des études de cas dans les domaines des mines et carrières à ciel ouvert et du génie civil.

2

## Caractérisation des massifs rocheux

Les massifs rocheux peuvent être qualifiés de milieux discontinus, hétérogènes, anisotropes. Ces trois caractéristiques vont contrôler, séparément ou ensemble, leur comportement mécanique et hydraulique. Il convient donc, dès le stade initial des études, d'en obtenir la description la plus précise possible.

Un massif rocheux est caractérisé par une matrice correspondant à l'assemblage des différents constituants minéraux et par un réseau de discontinuités lié à son histoire géologique.

2.1

### La matrice rocheuse

La caractérisation de la matrice rocheuse comporte la détermination de sa minéralogie, de sa texture et des paramètres pétrophysiques (densité, porosité, vitesse de propagation des ondes...) et mécaniques (module de Young et coefficient de Poisson, résistance à la compression et à la traction...). Le degré d'altération de la matrice, qu'il faut distinguer de celui des discontinuités, est également un paramètre important. Des essais classiques de laboratoire permettent de déterminer ces différents paramètres.

2.2

### Les discontinuités

L'étude du réseau de discontinuités pose plus de difficultés et nécessite la mise en œuvre de méthodologies spécifiques. Les discontinuités présentes dans le massif doivent être étudiées en détail, à l'échelle de l'ouvrage considéré, au moyen d'analyses statistiques pour prendre en compte la variabilité naturelle de leurs paramètres géométriques et mécaniques.



## Description des discontinuités

Les discontinuités représentent des types de surface très variés dont l'identification géologique est primordiale, puisqu'elle apporte des informations importantes sur certains de leurs paramètres géométriques et mécaniques :

- les plans de stratification sont en général caractérisés par une très grande extension, et parfois par la présence de matériaux argileux qui leur confèrent une faible résistance au cisaillement ;
- les diaclases s'organisent souvent en réseaux de 2 ou 3 familles directionnelles. Leurs épontes sont en général planes, peu rugueuses, et elles ont une extension décimétrique à décamétrique ;
- les failles, dont l'extension varie du mètre à plusieurs kilomètres, présentent fréquemment des matériaux de remplissage avec des caractéristiques mécaniques faibles ;
- les plans de schistosité peuvent former des surfaces de très grande extension par rupture localisée de ponts rocheux entre plans unitaires parallèles et très rapprochés ;
- les couloirs de fracturation représentent un assemblage complexe de petites discontinuités de faible extension et d'orientations variées, organisées suivant une structure plus ou moins planaire ;
- les contacts lithologiques entre roche encaissante et filons constituent des surfaces de discontinuité souvent virtuelles, mais parfois réelles suite à des phénomènes d'altération différentielle.

La situation du massif rocheux dans un contexte structural général et l'identification des différents types de discontinuité présents dans le massif peuvent conduire, dans un premier temps, à le subdiviser en zones homogènes. Dans chaque zone homogène, un levé systématique de discontinuités permet alors de caractériser, de façon statistique, le système de ces discontinuités constitué en général de plusieurs familles directionnelles et éventuellement de quelques unités particulières, souvent importantes d'un point de vue mécanique (failles, filons altérés...).

Les observations sont effectuées le long d'une ligne de mesure tracée sur des affleurements naturels, sur les parois d'une excavation ou d'une galerie, ou à partir d'un sondage carotté orienté ou destructif avec imagerie de paroi.

Afin de garantir la représentativité des mesures et de limiter au maximum les biais statistiques, les levés doivent être réalisés dans plusieurs directions de l'espace, et surtout, doivent concerner un volume suffisant par rapport à la densité moyenne de fracturation du massif.

Le schéma complet d'analyse des systèmes de discontinuités est basé sur la caractérisation de chaque discontinuité par les paramètres suivants : orientation (azimut et pendage du vecteur pendage), espacement, longueur de trace (intersection de la discontinuité avec le plan de mesure), ondulation et rugosité, altération des épontes, ouverture, remplissage, et présence d'eau.

Les trois premiers sont des paramètres géométriques qui contrôlent de manière importante la connectivité du réseau de discontinuités ainsi que l'anisotropie du massif rocheux. Les comportements méca-

nique et hydraulique de celui-ci en dépendent fortement.

Les autres paramètres contrôlent le comportement mécanique des discontinuités, et plus particulièrement leur résistance au cisaillement et leur aptitude à la dilatance susceptible de limiter, voire d'interdire, les mouvements de cisaillement suivant le plan moyen de la discontinuité.

## Caractérisation des systèmes de discontinuités

### • Organisation des discontinuités en familles directionnelles

Les discontinuités d'un massif rocheux n'ont pas une orientation arbitraire, mais sont souvent organisées en familles dont le nombre est lié aux phénomènes géologiques et mécaniques qui se sont produits lors de la formation puis de l'histoire tectonique du massif. L'étude de la répartition d'une population de discontinuités en familles directionnelles se fait sur la base du traitement des paramètres azimut et pendage, mais d'autres paramètres géométriques, tels que l'extension et l'ouverture, peuvent également être pris en compte.

Dans tous les cas, il est nécessaire de travailler par types de discontinuités en distinguant par exemple : plans de stratification, plans de foliation ou de schistosité, diaclases et failles.

La méthode d'analyse la plus employée est la projection stéréographique en représentation polaire sur canevas de Schmidt avec calcul de densité, qui permet d'identifier des zones de concentration de pôles représentant des familles directionnelles de discontinuités. Dans l'exemple de la figure 1, deux ou trois familles directionnelles pourraient être envisagées.

Cette approche essentielle, dans laquelle s'exerce l'expertise du géologue et sa connaissance du site, reste cependant subjective et surtout qualitative. Aussi des techniques de classification automatique peuvent être mises en œuvre pour obtenir, en complément, des informations quantitatives.

Par exemple, Xu (1991) a proposé un algorithme de regroupement de discontinuités selon un critère basé sur la proximité de leur vecteur normal. Au départ, on considère qu'il y a autant de familles que de discontinuités individuelles. Les deux familles, dont les vecteurs normaux sont les plus proches, sont alors regroupées pour former une nouvelle famille. La procédure est répétée, étape par étape, jusqu'à regrouper toutes les discontinuités en une seule famille. A chaque étape sont calculés le vecteur pendage moyen de la famille et l'écart-type  $\sigma_\theta$  de l'angle entre le vecteur moyen et les individus composant la famille qui fournit une mesure de dispersion. On détermine également la moyenne  $\mu$  et l'écart-type  $\sigma$  de l'azimut et du pendage qui sont considérés comme deux variables indépendantes. Par exemple, le tableau I présente les résultats des six dernières étapes de la classification automatique des discontinuités représentées dans la figure 1. L'analyse des différents paramètres statistiques conduirait, dans ce cas, à proposer un regroupement des discontinuités en quatre familles.

La notion de familles de discontinuités constitue cependant une simplification de la réalité qui peut être parfois excessive voire injustifiée dans certains cas. Ce

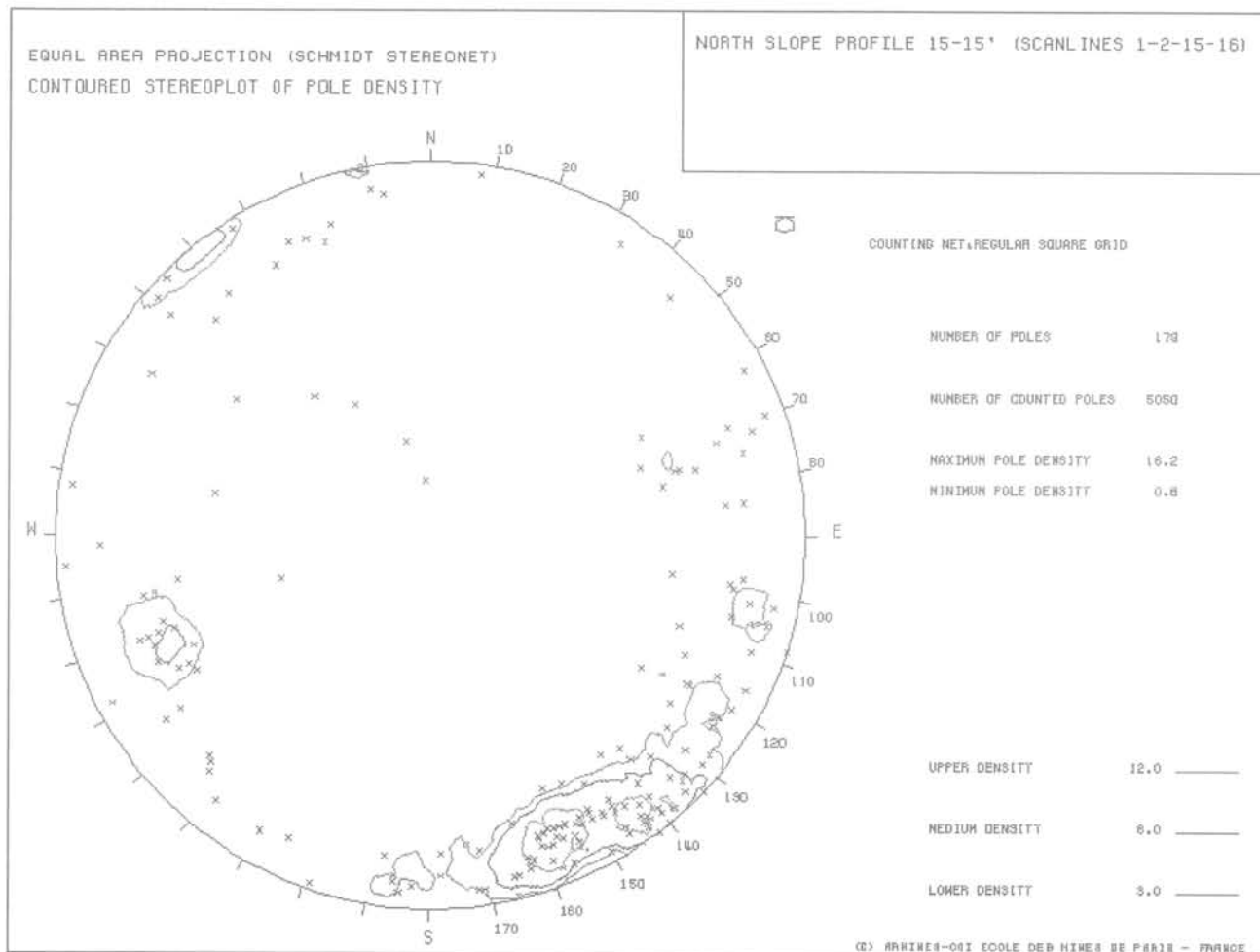


FIG. 1 Stéréogramme de densité de pôles sur canevas de Schmidt.  
Schmidt stereonet of pole densities.

type d'approche doit donc être mené avec prudence en s'appuyant sur l'analyse géologique du site.

• **Analyse statistique des paramètres géométriques de chaque famille**

Après avoir identifié les familles directionnelles (quand elles existent), l'étude peut être complétée par l'analyse statistique de chaque famille à partir de la construction d'histogrammes de distribution des paramètres géométriques tels qu'orientation, longueur des traces et espacement. Il est alors possible de calculer la moyenne et l'écart-type de chaque paramètre et, le cas échéant, de caler des lois de distributions statistiques théoriques (Fig. 2).

• **Analyse du paramètre orientation**

On observe dans la pratique que, pour une famille donnée de discontinuités, la répartition des paramètres direction et pendage s'ajuste assez bien sur une loi normale, et qu'ils sont souvent non corrélés entre eux.

Il est également possible de représenter la direction et le pendage par une seule variable géométrique (un vecteur) distribué sur un hémisphère unitaire. Cette démarche peut apparaître plus réaliste dans la mesure où elle permet de modéliser la distribution de l'orientation des plans par des lois à deux variables corrélées (direction et pendage). Parmi les différents types de loi d'ajustement possible, la distribution de Fisher, égale-

ment appelée loi normale hémisphérique est la plus utilisée. C'est l'équivalent sur un hémisphère de la loi normale sur un segment.

• **Analyse du paramètre extension**

L'extension des discontinuités n'est pas mesurable directement et ne peut être estimée qu'à partir des longueurs des traces observables sur des surfaces (affleurements, parois de galerie). Ce paramètre doit être analysé avec prudence pour plusieurs raisons.

D'une part, la mesure des longueurs de trace est affectée de plusieurs biais géométriques : le premier est que la ligne de mesure recoupe de préférence les discontinuités les plus longues ; le second est que les discontinuités les plus longues peuvent s'étendre au-delà de la surface de mesure ce qui introduit une censure des mesures ; le dernier est qu'on s'impose, en général, une valeur limite pour la mesure des petites discontinuités, ce qui entraîne un effet de troncature. Ce problème est beaucoup plus sensible pour des distributions de longueur de trace de type exponentiel négatif que pour des distributions de type log-normal qui présentent une densité nulle à l'origine. Ces deux types de distribution semblent, en effet, les mieux corrélés aux observations. Des méthodes de correction des données doivent donc être introduites pour une estimation rigoureuse de ce paramètre (Pahl, 1981 ; Fouché, 1999).

TABLEAU I

## Les six dernières étapes de la classification automatique des discontinuités représentées dans la figure 1 (logiciel DISTAT).

The six last stages of the automatic classification of the discontinuities represented in the figure 1 (using the DISTAT software).

	Famille	Nombre éléments	Vecteur pendage moyen			Azimut		Pendage	
			Azimut	Pendage	$\sigma_0$	$\mu$	$\sigma$	$\mu$	$\sigma$
6	1	7	125,8	30,9	21,1	134,0	33,3	34,6	13,5
	2	10	41,3	80,0	13,7	41,4	9,4	80,1	5,3
	3	107	333,3	81,7	18,0	333,3	15,2	82,0	6,8
	4	18	72,6	68,0	12,0	72,3	9,7	68,2	7,9
	5	15	252,7	68,6	14,4	252,8	6,4	68,7	11,9
	6	22	292,1	72,7	12,8	292,1	9,6	73,0	9,0
5	1	28	61,1	71,6	20,0	61,4	17,7	72,5	7,8
	2	7	125,8	30,9	21,1	134,0	33,3	34,6	13,5
	3	107	333,3	81,7	18,0	333,3	15,2	82,0	6,8
	4	22	292,1	72,7	12,8	292,1	9,6	73,0	9,0
	5	15	252,7	68,6	14,4	252,8	6,4	68,7	11,9
4	1	37	276,6	70,0	22,6	276,3	21,1	71,3	10,5
	2	7	125,8	30,9	21,1	134,0	33,3	34,6	13,5
	3	107	333,3	81,7	18,0	333,3	15,2	82,0	6,8
	4	28	61,1	71,6	20,0	61,4	17,7	72,5	7,8
3	1	65	261,2	86,4	33,1	261,1	26,2	86,8	18,4
	2	7	125,8	30,9	21,1	134,0	33,3	34,6	13,5
	3	107	333,3	81,7	18,0	333,3	15,2	82,0	6,8
2	1	114	332,4	85,0	24,7	332,3	17,6	85,2	15,5
	2	65	261,2	86,4	33,1	261,1	26,2	86,8	18,4
1	1	179	311,9	84,5	43,0	312,9	39,5	85,3	16,2

Nota : les valeurs moyennes des azimuts et pendages, considérés comme variables indépendantes, sont légèrement différentes des valeurs obtenues pour le vecteur pendage moyen.

D'autre part, le passage de la continuité, mesurée à deux dimensions, à l'extension, à trois dimensions, n'est pas simple, et nécessite de faire une hypothèse sur la forme géométrique des discontinuités. Par exemple, dans le cas le plus couramment utilisé où elles sont modélisées par des disques, il est alors possible d'exprimer des relations mathématiques entre la distribution 2D des longueurs de trace et la distribution 3D des rayons des disques (tableau II, Warburton, 1980).

#### • Analyse du paramètre espacement

Les observations les plus courantes ainsi que différents travaux de recherche, en particulier ceux de Hudson et Priest (1979), montrent que, pour des massifs rocheux ayant subi plusieurs phases tectoniques, la distribution des espacements le long d'une ligne de mesure est généralement du type exponentiel négatif.

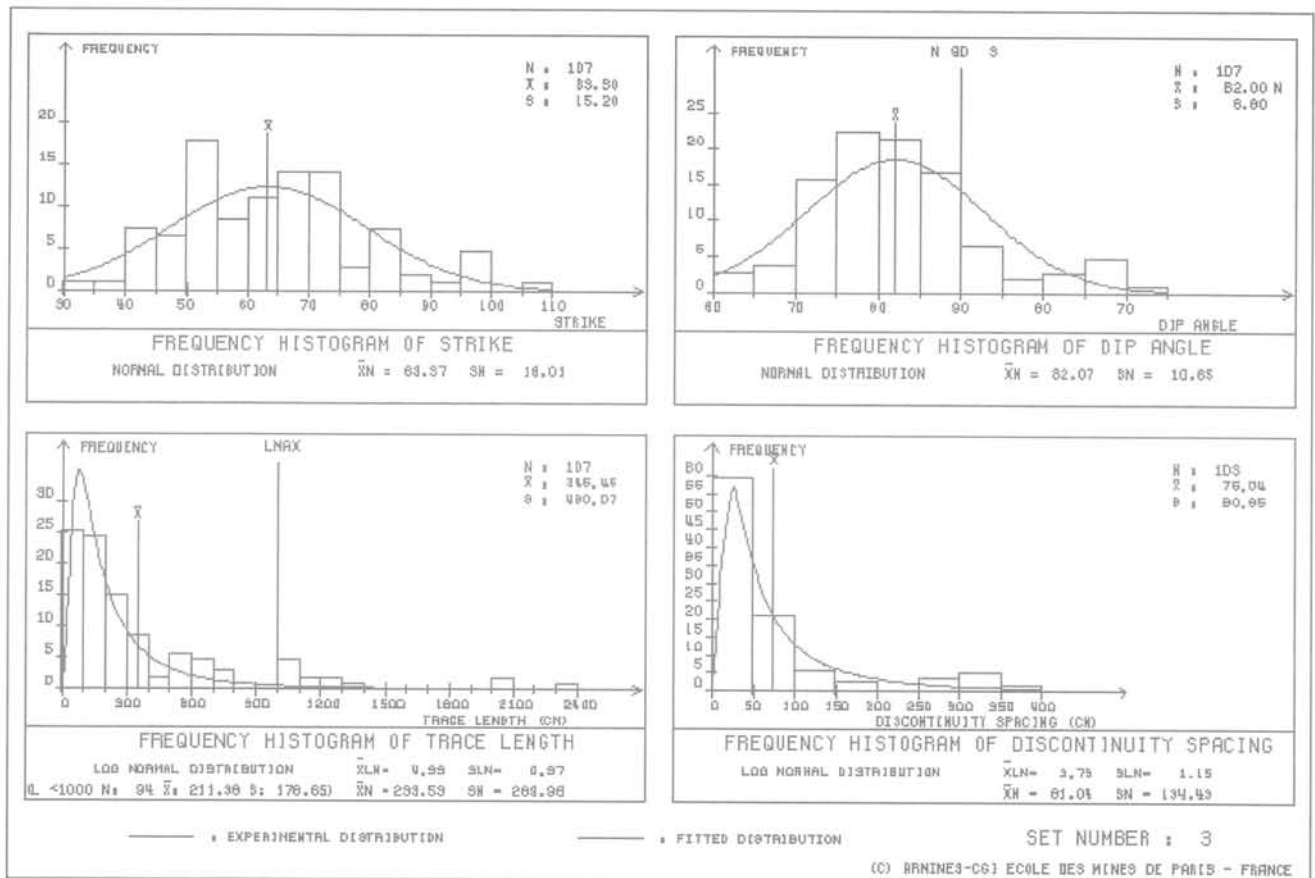
Ceci est dû au fait que les systèmes de discontinuités existant dans les massifs rocheux résultent de la combinaison d'un certain nombre de facteurs géolo-

giques et mécaniques durant les phases tectoniques successives. La distribution observable des espacements est le fruit de la superposition aléatoire de plusieurs distributions, les discontinuités restant plus ou moins indépendantes les unes des autres. Les valeurs d'espacement résultantes sont surimposées et non simplement ajoutées, les espacements les plus grands ayant tendance à disparaître en étant brisés et les espacements les plus faibles étant plus facilement conservés. La corrélation avec une loi exponentielle négative est d'autant meilleure que le nombre de familles de discontinuités superposées au cours des phases tectoniques est plus élevé.

Dans certains cas, tels que les joints stratigraphiques des massifs sédimentaires peu tectonisés, la valeur moyenne d'espacement est la plus répandue, et l'espacement suit plutôt une distribution normale ou log-normale.

#### • Analyse du paramètre densité de discontinuités

On peut définir plusieurs types de densité :



**FIG. 2** Distribution des paramètres direction, pendage, longueur de traces, espacement de la famille directionnelle de discontinuités n° 3 du tableau I (logiciel DISTAT).  
 Experimental distribution of the parameters strike, dip angle, trace length and spacing of the discontinuity set n° 3 in the table I (DISTAT software).

- la densité linéaire  $\lambda$  : nombre moyen d'intersections entre les discontinuités et la ligne de mesure ;
- la densité surfacique  $\lambda_a$  : nombre moyen de traces de discontinuité par unité de surface ;
- la densité volumique  $\lambda_v$  : nombre moyen de discontinuités par unité de volume.

La densité linéaire qui est l'inverse de l'espacement, peut être obtenue directement à partir des mesures sur le terrain.

L'estimation de la densité surfacique est plus com-

plexe, et nécessite de tenir compte des modes de terminaison des discontinuités dans la fenêtre de mesure (Kulatilake et Wu, 1984), tels que la transection (aucune extrémité visible), l'intersection (1 extrémité visible) et la contenance (2 extrémités visibles).

Il est cependant souvent nécessaire de connaître, en particulier lorsque l'on veut effectuer des simulations numériques de réseaux de discontinuités, la densité de discontinuités dans un volume et non plus simplement le long d'une ligne de mesure ou sur une surface. Son estimation à partir de la densité linéaire ou surfacique,

**TABEAU II** Relations entre les moments de la distribution des longueurs de traces et ceux de la distribution des rayons des disques quand celle-ci suit une loi quelconque, log-normale de paramètres  $(\mu, \sigma)$  et exponentielle négative de paramètre  $\lambda$  (d'après Warburton, 1980).

Relations between the moments of trace length and disk radius, when the disk radius distribution follows a general law, a log-normal law with parameters  $(\mu, \sigma)$  and negative exponential law with parameter  $\lambda$  (after Warburton, 1980).

Moment des longueurs de traces	Moments des rayons des disques		
	Loi quelconque	Loi log-normale $(\mu, \sigma)$	Loi exponentielle $(\lambda)$
$E(l)$	$\frac{16E(r^3)}{3\pi E(r^2)}$	$\frac{16}{3\pi} \exp\left(\mu + \frac{5}{2}\sigma^2\right)$	$\frac{16\lambda}{\pi}$
$E(l^2)$	$\frac{3E(r^4)}{E(r^2)}$	$3 \exp(2\mu + 6\sigma^2)$	$36\lambda^2$

qui sont les seuls paramètres accessibles sur le terrain, nécessite également de faire une hypothèse sur la forme des discontinuités. Pour des discontinuités modélisées par des disques, on peut établir les relations suivantes (Xu, 1991) :

$$\lambda_v = \lambda_r / [\pi \cdot \cos \theta \cdot E(r^2)] \quad (1)$$

$$\lambda_v = \lambda_a / [2 \cdot \sin \alpha \cdot E(r)] \quad (2)$$

où :  $\theta$  est l'angle entre la normale à la famille et la ligne de mesure ;

$\alpha$  est l'angle entre la normale à la famille et la normale à la surface de mesure ;

$E(r)$  et  $E(r^2)$  sont les moments d'ordre 1 et 2 des rayons des disques.

Ces relations montrent clairement que la densité, l'extension et l'espacement d'une famille de discontinuités sont des paramètres liés entre eux.

3

## Modélisation des mécanismes de déformation et de rupture des massifs rocheux

L'hétérogénéité des massifs rocheux ainsi que leur caractère discontinu, caractérisé par une certaine densité de fracturation, posent le problème d'un effet d'échelle. Il est clair que suivant l'échelle d'analyse (gradin, ensemble de plusieurs gradins ou talus entier) le système matériel change de nature. Ce n'est donc pas le même objet géologique et géomécanique dont il faut analyser la stabilité, ni les mêmes mécanismes de déformation et de rupture qui sont en cause. Ce n'est pas non plus le même modèle de calcul qui rendra compte de son comportement. Il est ainsi nécessaire de considérer ces différentes échelles géométriques, ce qui implique de caractériser et d'étudier les ensembles géologiques et géomécaniques correspondants, pour lesquels les mécanismes potentiels de déformation et de rupture les plus critiques devront être identifiés.

3.1

### Les calculs de stabilité

Les calculs de stabilité constituent la méthode d'analyse la plus couramment utilisée. Ils sont basés sur la théorie de l'équilibre limite et conduisent au calcul d'un coefficient de sécurité, qui exprime l'état de stabilité du volume de massif délimité par la topographie et la surface de rupture considérée. A la rupture, ce coefficient de sécurité est donc inférieur ou égal à 1.

Malgré les simplifications du problème mécanique, cette approche donne des résultats tout à fait satisfaisants, à condition d'avoir identifié, au cours de l'étude géologique de terrain, le ou les mécanismes de rupture qu'autorisent la structure géologique et le comportement rhéologique des matériaux concernés. Elle conduit surtout à des temps de calcul très réduits qui permettent de mener facilement des analyses paramétriques, tant géométriques que mécaniques et hydrauliques. Cependant, dans cette approche, il ne faut pas oublier la simplification importante du problème mécanique qui, en particulier, occulte complètement la notion de déformation et/ou de rupture progressive,

qui caractérise en général le comportement des massifs rocheux, plus particulièrement à grande échelle.

3.1.1

#### Analyse à petite échelle : les mécanismes de rupture élémentaires

A petite échelle (échelle du gradin ou d'un ensemble de quelques gradins), l'objet géologique concerné présente en général un caractère typiquement discontinu, lié à la présence d'un réseau de deux ou trois familles de discontinuités. Des mécanismes de rupture simples (rupture plane, rupture en dièdre, rupture par basculement, rupture bilinéaire, rupture par flambage) dérivant directement du caractère discontinu des massifs rocheux, et donc directement contrôlés par le système de discontinuités, constituent une approche réaliste des mécanismes réels. On s'intéresse dans ce cas à la stabilité de monolithes rigides délimités par des associations de discontinuités.

La projection stéréographique permet d'identifier les mécanismes de rupture cinématiquement possibles en fonction de l'orientation et de la pente des talus et des paramètres géométriques des discontinuités (Hoek et Bray, 1974).

Ce type d'analyse se prête bien à une traduction algorithmique et peut être ainsi automatisé. C'est l'objectif du logiciel DEGRÉS développé pour le compte des Houillères de Bassin du Centre et du Midi dans le cadre du projet de la grande découverte de Carmaux (Tanays, 1989 ; Fleurisson *et al.*, 1992 et 1996).

Dans un premier temps, ce logiciel permet de générer automatiquement un modèle géométrique d'une fosse à partir d'un contour de crête ou de fond de fosse et des paramètres géométriques des flancs et des gradins. Les flancs de la fosse, constitués alors d'un ensemble de facettes de caractéristiques données (orientation, pente enveloppe, hauteur de gradin, largeur de banquettes), sont ainsi créés (Fig. 3).

Dans un deuxième temps, ce modèle géométrique est intersecté avec un modèle de discontinuités, où chaque famille est représentée par un individu moyen décrit par son orientation, son extension, son espacement et ses paramètres mécaniques, cohésion et angle de frottement. Pour chaque facette du modèle géométrique, à l'échelle d'un gradin ou de la facette entière, on peut alors obtenir les possibilités d'occurrence cinématique de différents mécanismes de rupture prédéfinis, en analysant, de manière automatique, les relations géométriques entre les différentes discontinuités et les objets géométriques considérés, gradin ou facette (Fig. 4). Des calculs à l'équilibre limite permettent ensuite de définir les volumes et les coefficients de sécurité des masses rocheuses potentiellement instables en fonction des paramètres mécaniques et hydrauliques des discontinuités mises en jeu.

Il faut cependant ne pas oublier que ces mécanismes élémentaires reposent sur l'hypothèse de blocs rigides délimités par des discontinuités et, qu'en aucun cas, ils ne prennent en compte le comportement des matériaux constituant ces blocs. Dans certaines situations géologiques, ceux-ci peuvent être eux-mêmes fortement fracturés et altérés. Leur déformation peut alors permettre des mouvements le long de certaines discontinuités majeures, qui auraient été jugés cinématiquement impossibles dans l'analyse précédente. Le cas

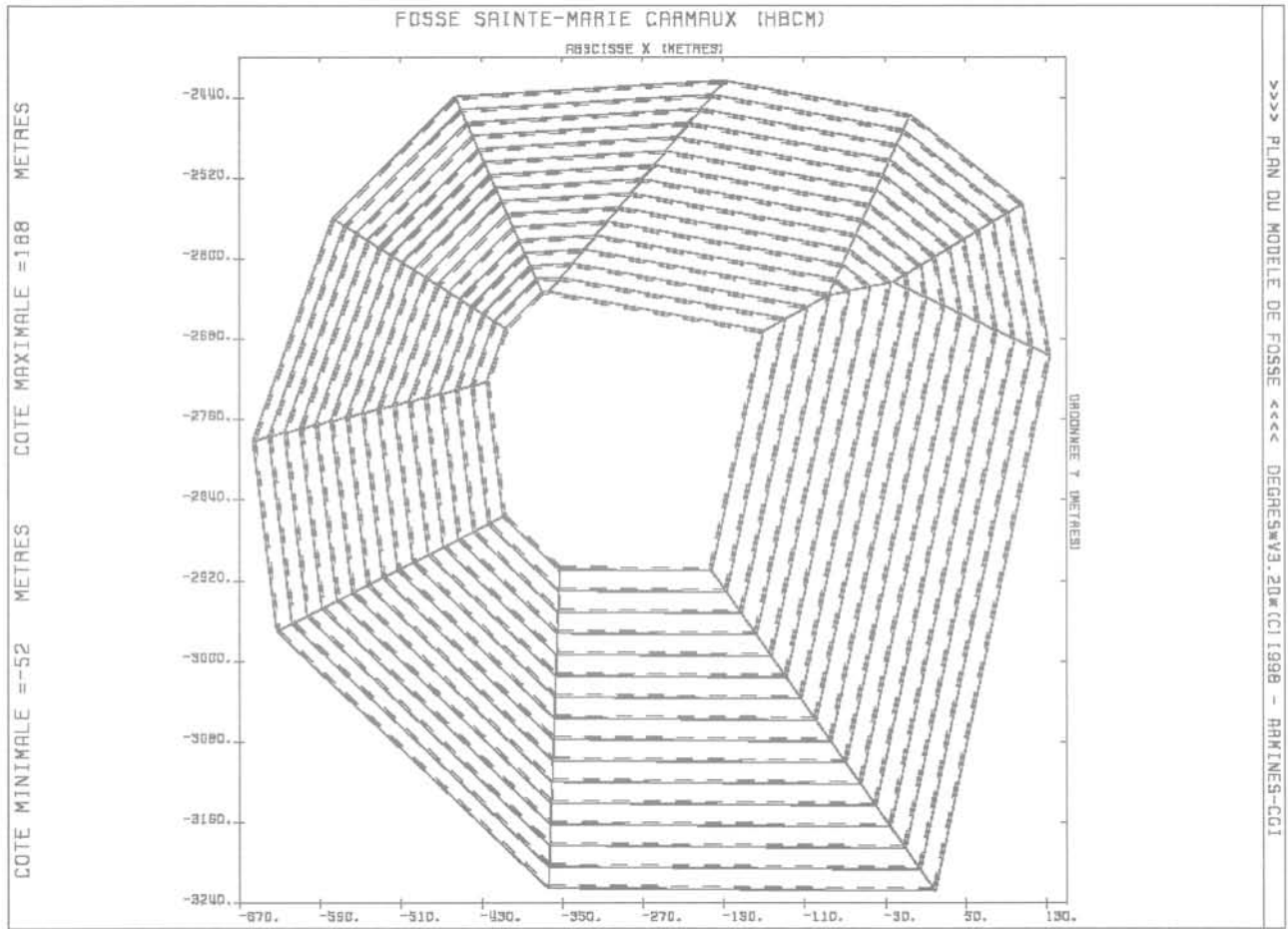


FIG. 3 Modèle géométrique de la fosse Sainte-Marie de Carmaux (logiciel DEGRÉS).  
Geometrical model of the Carmaux-Sainte-Marie open pit (DEGRÉS software).

de la mine de cuivre de Sarcheshmeh en Iran présenté par Cojean (1998) illustre parfaitement les limitations d'une telle approche.

### 3.1.2

#### Analyse à grande échelle

Les mécanismes de rupture élémentaires trouvent également leur limite lorsque l'échelle d'analyse augmente et deviennent souvent irréalistes pour des talus de plusieurs centaines de mètres de hauteur, tels que les flancs d'exploitations minières à ciel ouvert ou les talus de grandes excavations de génie civil.

A cette échelle, les mécanismes de rupture sont souvent complexes et dépendent à la fois du système de discontinuités et des matériaux en cause (nature lithologique de la matrice rocheuse, densité de fracturation, intensité de l'altération).

Si le massif analysé présente des discontinuités de grande extension, des mécanismes de rupture élémentaires, souvent différents de ceux étudiés classiquement, peuvent encore être envisagés : mécanismes de rupture de plaque avec coin rocheux, rupture par flambement de plaque, par exemple (Hawley *et al.*, 1985).

En l'absence de structures de grande extension, on est souvent amené à modéliser le massif rocheux par un matériau continu équivalent. Hoek et Brown (1980,

1997) ont proposé, sur la base de considérations théoriques et expérimentales, des critères de rupture empiriques pour les masses rocheuses. Ils dépendent de la nature géologique dominante de la matrice et de la qualité du massif, qui est fonction du degré moyen de fracturation du massif et de l'état de surface des discontinuités.

Le critère de rupture s'exprime par la relation :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a$$

avec :  $\sigma_1$  : contrainte effective majeure à la rupture,  
 $\sigma_3$  : contrainte effective mineure à la rupture,  
 $\sigma_c$  : résistance à la compression simple de la matrice,

$m_b$ ,  $s$  et  $a$  : constantes qui dépendent de la nature de la matrice, de la structure du massif rocheux et des conditions de surface des discontinuités.

On peut alors raisonner sur un matériau continu équivalent et mettre en œuvre les mêmes méthodes de calcul que pour les sols. Là encore, l'approche structurale du géologue, de même que l'analyse du spécialiste de mécanique des roches sont primordiales pour déterminer les différents paramètres à prendre en compte.

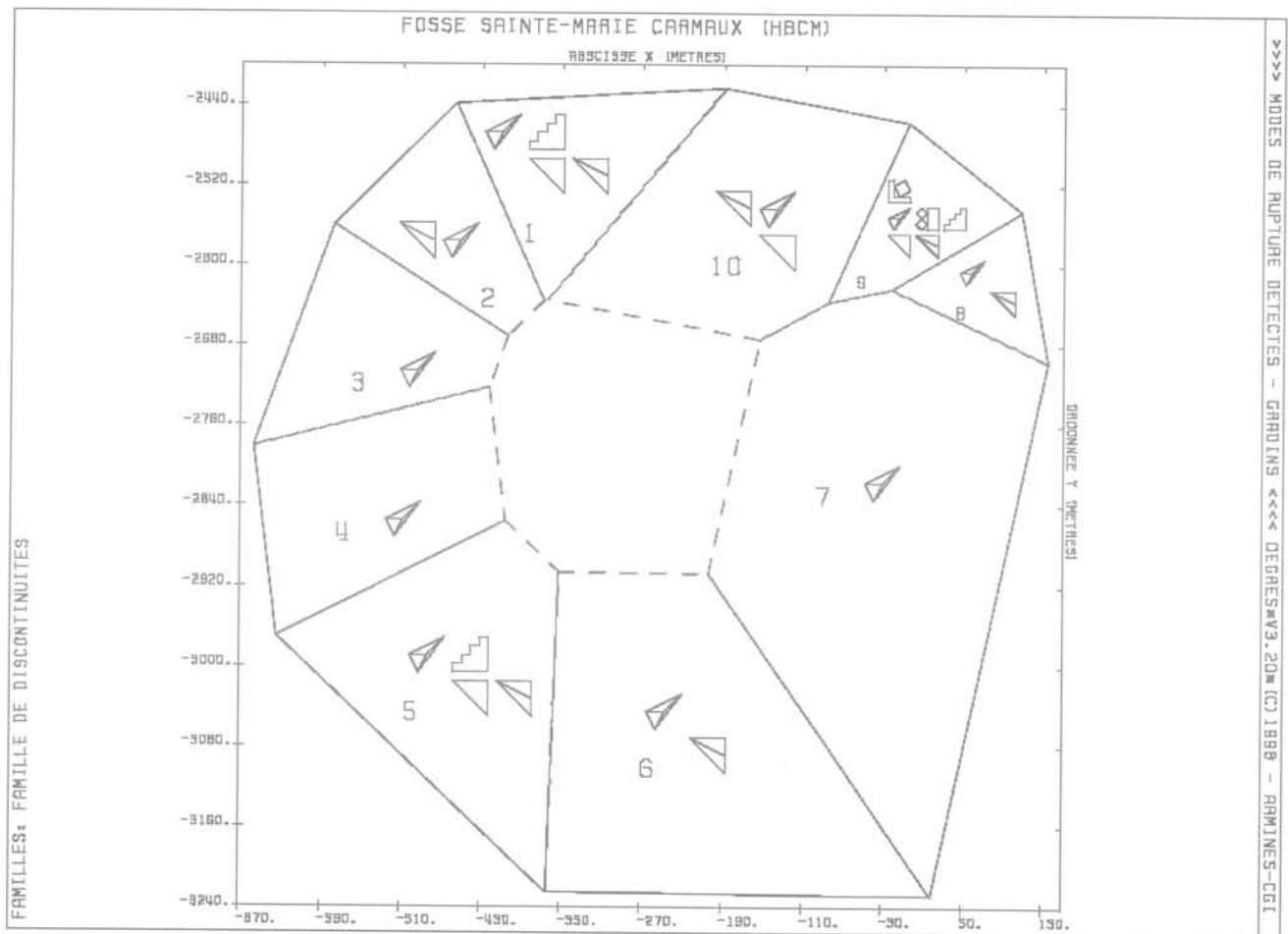


FIG. 4 Détection des risques de rupture par le logiciel DEGRÉS.  
Failure risks detection (DEGRÉS software).

### 3.2

## Les calculs en déformation

Si l'objet mécanique analysé ne relève plus de mécanismes de rupture élémentaires et si l'hypothèse d'un milieu continu équivalent n'est pas réaliste, il convient d'aborder le problème dans toute sa généralité pour déterminer l'état de contrainte et de déformation de la masse rocheuse en réponse à la sollicitation mécanique imposée, et suivre son évolution dans le temps jusqu'à la rupture éventuelle. Cette démarche, sans doute la plus rigoureuse et la plus précise, exige cependant une connaissance détaillée des objets étudiés (géométrie, hétérogénéité, anisotropie, lois de comportement mécanique), de l'état de contrainte initial et des conditions aux limites mécaniques et hydrauliques.

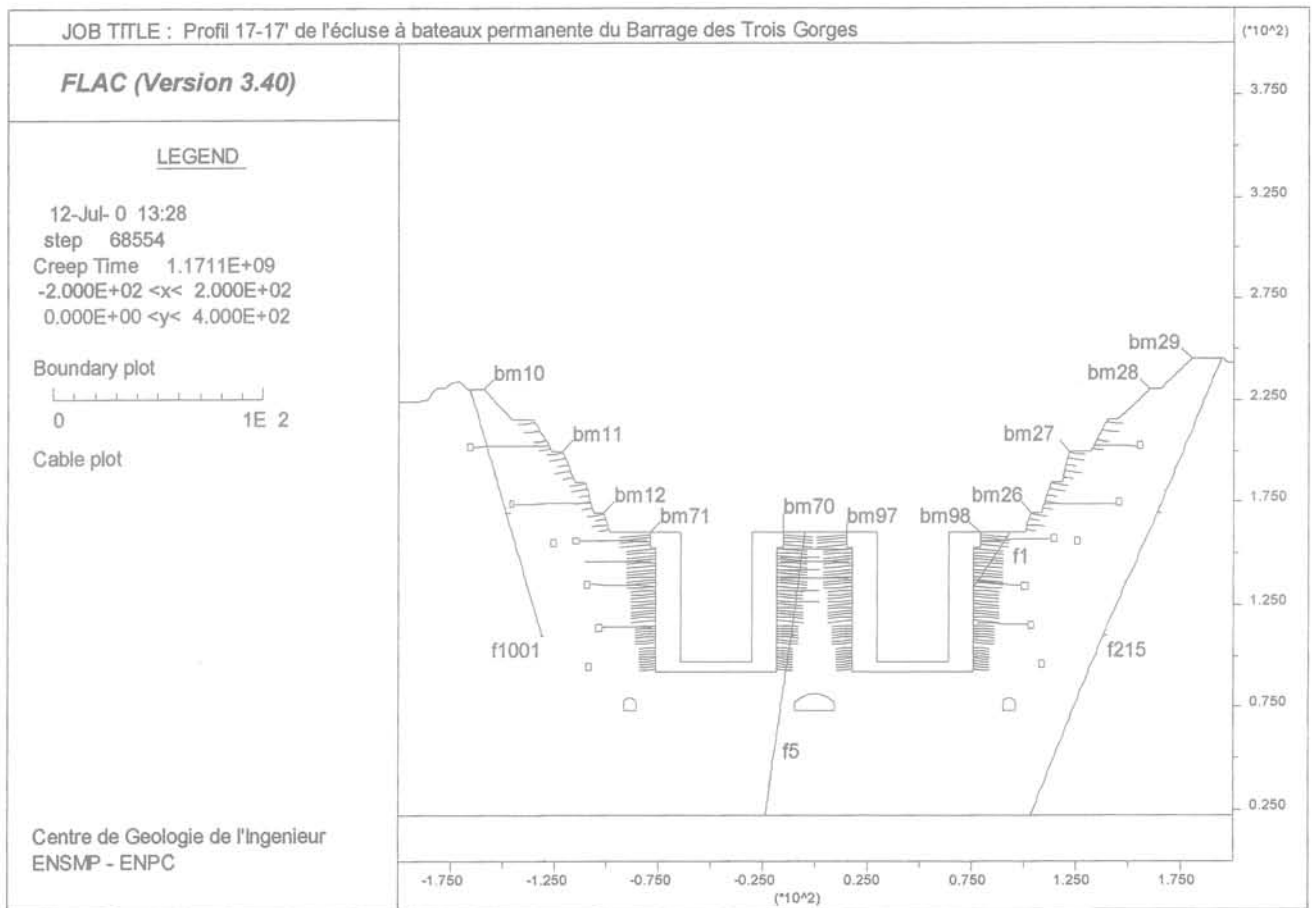
En fonction de la structure géologique, des matériaux concernés et de leurs propriétés mécaniques, de l'échelle d'analyse et de l'état de contrainte correspondant, le problème peut être

abordé en considérant le massif rocheux comme un milieu continu ou comme un milieu discontinu. Selon le cas, on utilisera des modélisations physiques et numériques relevant soit de la mécanique des milieux continus, soit de la mécanique des milieux discontinus.

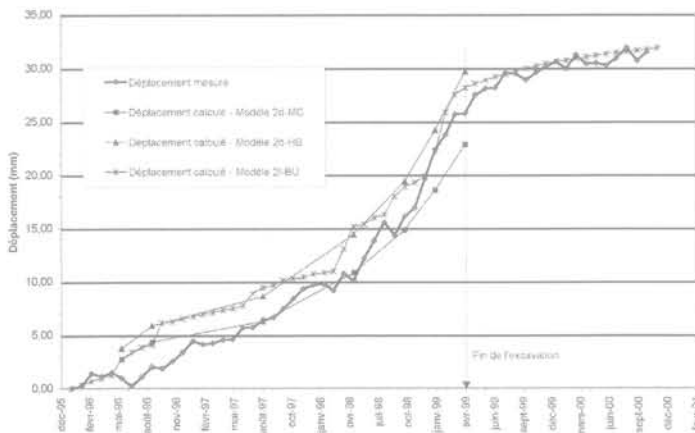
### 3.2.1

## Modélisation des massifs rocheux par un milieu continu

L'analyse des contraintes et des déformations autour d'une excavation a fait l'objet de très nombreuses études utilisant la méthode des différences finies ou la méthode des éléments finis. Ce type d'analyse permet, en particulier, de calculer les déplacements au sommet et le long des pentes ainsi qu'en fond d'excavation, et de localiser, à l'intérieur du massif rocheux, les zones en traction ou les zones plastiques à partir desquelles peuvent s'initialiser des mécanismes de rupture progressive. On peut ainsi mettre en évidence le rôle des différents matériaux et des structures



**FIG. 5** Profil 17 des pentes de l'écluse à bateaux du barrage des Trois Gorges avec position des failles majeures, des galeries de drainage, des renforcements mécaniques et des repères topographiques de mesure.  
 Profile n° 17 of the shiplock slopes at the Three Gorges dam with location of the main faults, drainage galleries, mechanical reinforcements and topographic benchmarks.



**FIG. 6** Comparaison entre les déplacements mesurés par l'instrumentation (cible bm11 de la figure 5) et les valeurs calculées en utilisant différents modèles élasto-plastiques (2d-MC : Mohr-Coulomb avec failles, 2d-HB : Hoek et Brown avec failles) et élasto-visco-plastique (2f-BU : Burger avec failles majeures et renforcements mécaniques).  
 Comparisons between the displacements measured by the monitoring devices (benchmark bm11 in figure 5) and the values calculated using various elastic plastic models (2d-MC : Mohr-Coulomb with faults, 2d-HB : Hoek et Brown with faults) and elastic viscous plastic model (2f-BU : Burger with main faults and mechanical reinforcements).

géologiques sur le comportement mécanique du massif rocheux.

Ce type de modélisation a été mis en œuvre pour analyser la stabilité et la déformabilité des pentes de l'écluse à bateaux du barrage des Trois Gorges sur le fleuve Yangtze en Chine. Outre la construction du barrage proprement dit (barrage poids en béton de 2310 m de long, 175 m de haut abritant 26 turbines pour une puissance totale installée de 18,2 GW) qui va créer une retenue de 39,2 milliards de m<sup>3</sup> s'étendant sur près de 700 km, le projet comprend un ascenseur et une écluse à bateaux. Cette dernière est constituée d'une double ligne de 5 chambres d'écluses successives de 280 m de long permettant de rattraper les 113 m de dénivelé entre l'amont et l'aval du barrage. Cet ouvrage, de plus de 2 km de long avec les canaux d'amenée, entaille une colline de granite conduisant, dans la partie centrale, à une excavation de 170 m de haut dont les 60 mètres inférieurs sont verticaux. Ce granite, altéré dans sa partie supérieure sur une trentaine de mètres, est assez peu fracturé sauf à proximité de quelques grandes failles qui le découpent (Fig. 5).

L'un des objectifs de l'étude qui a été menée au Centre de Géologie de l'Ingénieur, était de quantifier la déformation à long terme du massif rocheux, en particulier aux emplacements des portes des écluses qui ne tolèrent que des dépla-



cements limités. L'échelle d'analyse considérée, ainsi que l'intensité modérée de fracturation du massif autorisent une modélisation par un milieu continu, rendu toutefois localement discontinu pour tenir compte de l'influence des failles majeures. Les calculs, réalisés avec le logiciel en différences finies FLAC (Itasca), ont permis de caractériser la réponse du massif à l'excavation.

L'étude du champ de contrainte résultant a mis en évidence la présence de zones en traction au niveau du plot central situé entre les deux chambres, et de zones de forte concentration de contraintes de cisaillement à la base des parois verticales. Les déplacements correspondant présentent une composante horizontale bien marquée en raison de l'état de contrainte initial caractérisé par des contraintes horizontales largement supérieures aux contraintes verticales dans la partie du massif intéressée par l'ouvrage.

Ce type de calcul a également permis d'apprécier l'influence positive sur les déformations des galeries de drainage et du renforcement mécanique par boulons et câbles d'ancrage mis en œuvre de manière systématique le long des pentes, et, parfois, intensifié à proximité de certaines failles majeures.

Il faut cependant souligner les difficultés rencontrées par ce type de modélisation, liées en particulier à la connaissance imparfaite de l'état de contrainte initial et des paramètres mécaniques du massif rocheux (et non de la matrice rocheuse) qui influencent de manière significative les résultats obtenus, et en particulier les valeurs de déplacements. A titre d'illustration, la figure 6 montre les déplacements d'un repère topographique fournis par l'instrumentation et les valeurs calculées avec différents modèles physiques et rhéologiques du massif rocheux. Pour le type de problème analysé ici, la comparaison entre les résultats des calculs et les données mesurées s'avère être la seule solution pour caler certains paramètres mécaniques du massif rocheux qu'aucun essai mécanique, même en place, ne permettrait de mesurer. Encore une fois, il faut rappeler qu'une approche géologique préalable est indispensable pour identifier les paramètres structuraux, mécaniques et hydrauliques qui vont contrôler principalement le comportement du massif. On peut alors être en droit de prétendre obtenir des résultats de calculs qui s'approchent du comportement réel du massif, malgré les simplifications nécessairement introduites dans la modélisation compte tenu de la complexité de la réalité géologique.

### 3.2.2

#### Modélisation des massifs rocheux par un milieu discontinu

Si le massif rocheux ne peut pas être physiquement modélisé par un milieu continu, même rendu localement discontinu pour prendre en compte des accidents tectoniques majeurs, toute analyse de son comportement mécanique nécessite au préalable une modélisation géométrique du massif à trois dimensions pour constituer l'assemblage de blocs destiné à le représenter. Cette modélisation s'appuie sur la description des caractéristiques structurales du massif telle qu'elle a été décrite précédemment.

#### • Modélisation géométrique des massifs rocheux

Parmi les différents types de modèle développés

depuis une quinzaine d'années, les modèles booléens de disques aléatoires constituent un bon compromis entre réalisme et facilité de mise en œuvre.

Par exemple, le logiciel SIMBLOC (Xu, 1991 ; Xu et al., 1992) est basé sur la simulation successive des différentes familles directionnelles de discontinuités déterminées par l'analyse de mesures de terrain. Le logiciel procède en plusieurs étapes successives :

– *simulation et génération des discontinuités* : une discontinuité est représentée par un disque sans épaisseur, caractérisé par un centre, un rayon et une orientation. Pour chaque famille de discontinuités données, chaque paramètre est tiré aléatoirement d'après sa propre loi de distribution :

- les centres sont générés par un processus de Poisson de points dans  $R^3$ , d'intensité constante  $\lambda$  représentant la densité volumique moyenne de discontinuités de la famille,

- les rayons sont indépendants entre eux, et obéissent à une loi de distribution déduite de la longueur des traces,

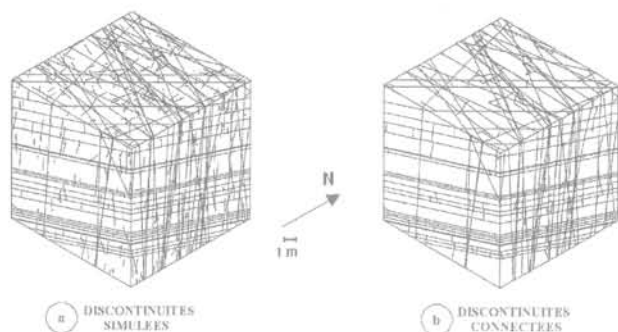
- les orientations sont indépendantes entre elles et indépendantes du rayon ; la direction et le pendage peuvent être considérés comme deux variables indépendantes suivant chacune une loi de distribution particulière, ou considérés comme deux variables corrélées : on tire alors aléatoirement un vecteur pendage.

L'implantation des discontinuités est réalisée dans le volume de simulation agrandi par une marge tampon pour éviter les effets de bord. Ce modèle permet d'intégrer des discontinuités aussi bien finies qu'infinies, ces dernières étant représentées par des valeurs d'extension grande par rapport au volume de simulation. Des discontinuités particulières peuvent également être introduites de manière discrète dans le volume de simulation (Fig. 7a) ;

– *étude de la connectivité des discontinuités* : une discontinuité peut constituer un cheminement hydraulique ou une facette de bloc à condition qu'elle soit connectée au réseau global des discontinuités. Par exemple, une discontinuité formera une face d'un bloc si elle intercepte au moins trois autres discontinuités ou les limites du domaine (connectivité d'ordre 3) et si les traces des intersections sur la discontinuité se connectent mutuellement. Cette étude est basée sur l'identification des intersections entre discontinuités ou avec les limites du domaine, puis sur l'élimination des discontinuités dont le degré de connectivité est insuffisant (Fig. 7b). Pour des problèmes d'écoulement, une connectivité d'ordre 2 est suffisante ;

– *identification des blocs* : après avoir identifié les sommets (intersections d'au moins trois traces), les arêtes (segments entre deux sommets) et les facettes (surfaces fermées dont la frontière est constituée d'arêtes orientées), on utilise un critère topologique pour individualiser les blocs discrets qui sont des polyèdres non nécessairement convexes.

D'autres modèles plus complexes ont également été développés : par exemple, des modèles géométriques hiérarchisés (Héliot, 1988) où on cherche à reconstituer l'histoire tectonique du massif rocheux. Pour des massifs rocheux sédimentaires, on place d'abord la stratification, puis on découpe chaque banc par des diaclases, et finalement l'ensemble est recoupé par des failles. Des approches géostatistiques ont également été utilisées pour prendre en compte les régionalisations éven-



**FIG. 7** Simulation de discontinuités par le logiciel SIMBLOC.  
Simulation of discontinuity network by the SIMBLOC program.

tuelles des paramètres des discontinuités, et donc le caractère structuré des systèmes de discontinuités surimposé à leur caractère aléatoire (Billiaux, 1990).

Ce type de simulation fournit un modèle de blocs à 3 dimensions représentatif de la structure du massif rocheux, sur lequel peut alors être menée une analyse mécanique.

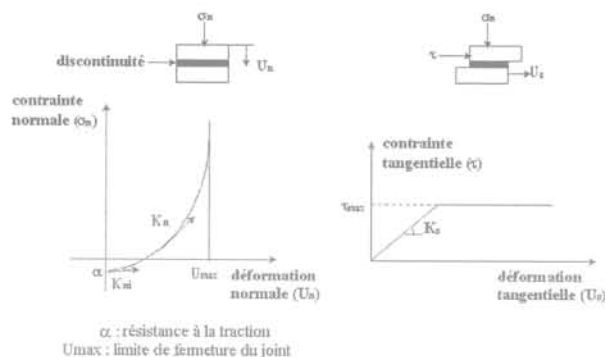
#### • Modélisation du comportement mécanique des massifs rocheux

L'analyse mécanique est menée par la méthode des éléments distincts. Plusieurs travaux de recherche ont été réalisés dans les vingt dernières années, en particulier ceux de Cundall (1988), Hart *et al.* (1988) qui ont conduit à la mise au point des codes UDEC et 3DEC. Ils permettent d'analyser à deux et trois dimensions le comportement mécanique d'un assemblage de blocs rigides, ou éventuellement déformables, en statique ou sous sollicitations dynamiques.

Ce type de modélisation analyse les interactions mécaniques des blocs par l'intermédiaire de relations liant forces et déplacements au niveau des différents contacts existant entre les blocs. La déformabilité des joints est contrôlée par deux courbes contrainte-déformation (Fig. 8). La première est relative à la déformation du joint en compression modélisée, par exemple, par un comportement non linéaire avec critère de rupture en traction et limite de fermeture du joint. La seconde modélise le cisaillement du joint par un comportement élasto-plastique classique.

Les figures 9 et 10 donnent une illustration des résultats obtenus avec de tels modèles. Elles concernent la modélisation, avec le code UDEC, de phénomènes de basculement observés sur le flanc sud de la mine de Brenda au Canada (Pritchard et Savigny, 1990).

Pour certaines valeurs d'angle de frottement des discontinuités majeures (en réalité des failles orientées E-W, de pendage 70 à 80° vers le sud, avec remplissages argileux), le modèle montre clairement un phénomène typique de basculement avec flexion des colonnes. Le cisaillement le long des discontinuités est matérialisé par l'existence de deux vecteurs vitesses, de directions différentes de part et d'autre des discontinuités, et dont les modules diminuent avec la profondeur (Fig. 9a). Le volume affecté par les déformations est délimité par les courbes d'isovaleurs de déplacement de la figure 9b. Le modèle met également en évi-



**FIG. 8** Lois de comportement normal et tangentiel d'une discontinuité.  
Normal and shear behaviour law of a discontinuity.

dence que le phénomène de basculement avec flexion des colonnes induit des ruptures localisées de la matrice rocheuse, qui délimitent une zone de rupture potentielle de forme plus ou moins circulaire (Fig. 9c).

Si, dès l'apparition du basculement, on poursuit le calcul en diminuant encore l'angle de frottement des discontinuités, on observe alors un phénomène comparable de basculement avec flexion dans la partie inférieure et moyenne du talus, mais accompagné d'un affaissement de la partie supérieure du talus suivant un coin rocheux, qui glisse en arrière de la crête (Fig. 10a). Les courbes d'isovaleurs du déplacement (Fig. 10b) ainsi que la zone à l'intérieur de laquelle la matrice rocheuse est entrée en rupture (Fig. 10c) indiquent, dans ce cas, que le phénomène de basculement est susceptible d'évoluer en glissement selon une surface de rupture bilinéaire, formée d'une surface subhorizontale à la base du talus et d'une surface inclinée parallèle au talus en partie supérieure.

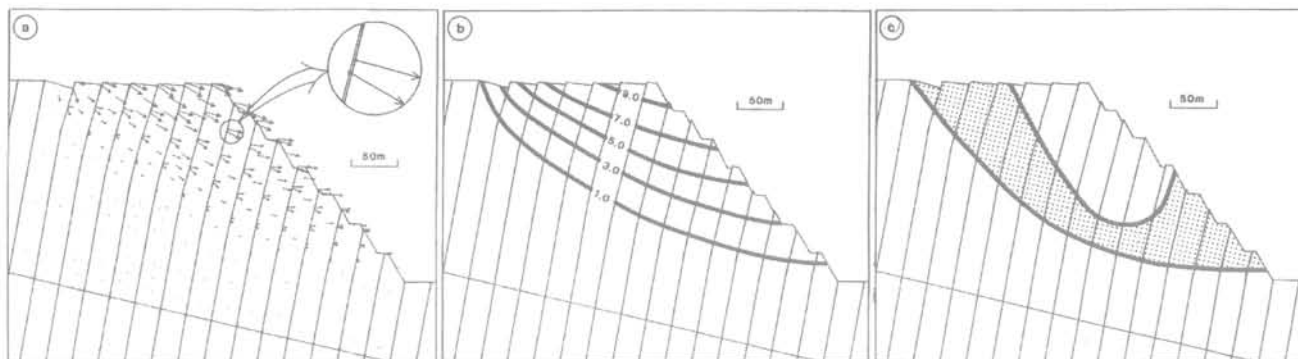
Ces méthodes de calcul permettent surtout de mieux comprendre les mécanismes de déformation et de rupture dans des structures complexes. Elles fournissent également des renseignements sur le volume intéressé par la déformation, ce qui permet d'évaluer la zone déstabilisée susceptible d'évoluer, à plus ou moins long terme, sous l'effet d'une sollicitation mécanique ou hydraulique ultérieure. Il peut être alors possible d'envisager le ou les mécanismes de rupture les plus probables à long terme.

## 4

### Facteurs déclenchant des instabilités de pente

Si les caractéristiques mécaniques du massif rocheux, et, en particulier, celles des systèmes de discontinuités, jouent un rôle essentiel dans l'apparition ou non d'instabilités selon les mécanismes contrôlés par les structures géologiques, d'autres paramètres, tels que l'évolution des conditions hydrauliques et les sollicitations dynamiques constituent des facteurs déclenchant pouvant conduire à des scénarios particulièrement catastrophiques.

L'eau constitue sans aucun doute le principal facteur déclenchant de glissement de terrain. Parmi les

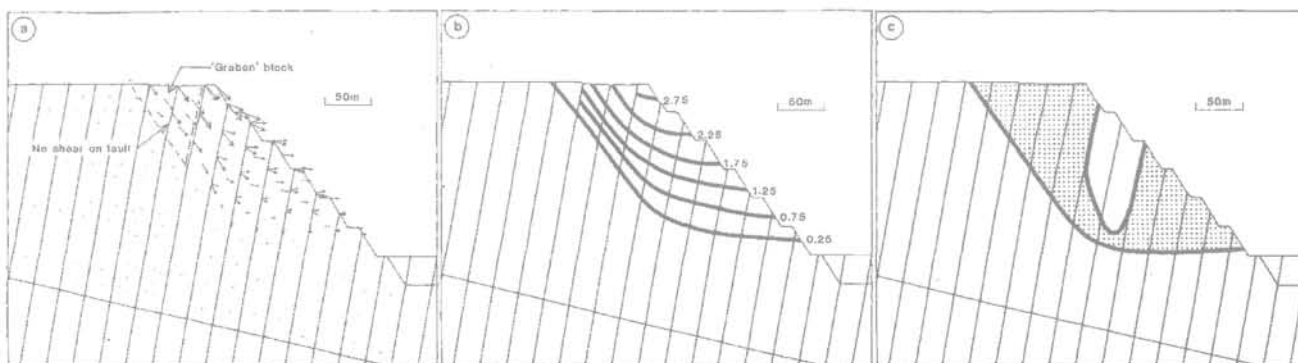


**FIG. 9** Modèle UDEC du flanc Sud de la mine de Brenda – Mécanisme de basculement avec flexion : a) vecteurs vitesse à un stade de calcul arbitraire ; b) courbes d'isovaleurs du déplacement horizontal en m ; c) zone à l'intérieur de laquelle la matrice rocheuse est entrée en rupture (d'après Pritchard et Savigny, 1990).  
 UDEC model of Brenda mine south wall – Pure flexural toppling mechanism : a) grid point velocity vectors at an arbitrary advanced stage ; b) horizontal displacement contour in m ; c) area of failed nodes (after Pritchard et Savigny, 1990).

nombreux exemples, le plus spectaculaire est sûrement le très grand glissement d'une partie du mont Toc dans la retenue du barrage du Vaiont (Italie du Nord) en 1963. En quelques minutes, plus de 300 Mm<sup>3</sup> se sont déplacés sur un front de 2 km et une épaisseur de 300 m glissant sur un joint stratigraphique de faibles caractéristiques mécaniques. L'entrée de la masse glissée dans la retenue du barrage à une vitesse estimée à 50 km/h a engendré une vague d'environ 30 Mm<sup>3</sup> qui a jailli au-dessus de la crête du barrage jusqu'à 200 m de hauteur. Si le barrage a résisté à la submersion, l'énorme masse d'eau s'est engouffrée en aval dans des gorges étroites en s'accélégrant, pour finir par dévaster la ville de Longarone située à leur sortie et y faire environ 2 000 victimes. Si ce versant présentait, déjà bien avant la catastrophe, des signes d'instabilité notoire liée à sa structure géologique, le déclenchement du glissement a trouvé son origine dans des modifications des conditions hydrauliques induites par le remplissage de la retenue. Ce cas particulier, et le problème plus général de la submersion progressive d'un versant par la montée d'un plan d'eau qui se pose également lors de la remise en eau d'anciennes carrières ou mines à ciel ouvert, a été analysé en détail par Cojean et Fleurisson (1990). Il est clairement mis en évidence que la morphologie du

versant, la convexité de la surface de rupture ainsi que les effets d'échelle jouent un rôle essentiel dans ce type de problème.

Les séismes sont aussi à l'origine de très nombreuses instabilités de versants (Keefer, 1984). A titre d'exemple, plus de 10 000 glissements ont été recensés lors du séisme de 1976 au Guatemala, et plus de 1 000 glissements et éboulements rocheux lors du séisme de Loma Prieta en Californie en 1989. Plus récemment, le séisme de San Salvador en 2000 a encore souligné l'importance de tels phénomènes. De telles instabilités trouvent certes leur origine dans les structures géologiques, mais aussi dans un ensemble de phénomènes spécifiques directs et induits par la sollicitation dynamique, tels que l'apparition de forces d'inertie d'origine sismique, la génération de surpressions interstitielles, la dégradation des caractéristiques mécaniques des matériaux et la désorganisation hydrogéologique et structurale des versants. A ceux-ci viennent également s'ajouter des effets de site liés à la structure géologique (bassin sédimentaire en particulier) et à la topographie qui sont à l'origine d'amplifications importantes du signal incident dues à des phénomènes de réflexion, de réfraction et de diffraction des ondes de volume et de surface. Elles portent à la fois sur les caractéristiques durée et amplitude du signal



**FIG. 10** Modèle UDEC du flanc Sud de la mine de Brenda – Mécanisme de basculement avec affaissement en crête : a) vecteurs vitesse à un stade de calcul arbitraire ; b) courbes d'isovaleurs du déplacement horizontal en m ; c) zone à l'intérieur de laquelle la matrice rocheuse est entrée en rupture (d'après Pritchard et Savigny, 1990).  
 UDEC model of Brenda mine south wall – Graben toppling mechanism : a) grid point velocity vectors at an arbitrary advanced stage ; b) horizontal displacement contour in m ; c) area of failed nodes (after Pritchard et Savigny, 1990).

temporel et sur son spectre de fréquence. Les effets de site topographiques peuvent entraîner des niveaux d'amplification considérables avec des rapports d'amplitude crête/base d'un versant couramment de 3 à 5, mais qui peuvent atteindre un facteur 10 dans certains cas. Ils dépendent de la morphologie et de la pente du relief, mais aussi des propriétés mécaniques des matériaux et du contenu fréquentiel du signal incident. L'étude et la modélisation de tels phénomènes (Bard *et al.*, 1992 ; Pedersen *et al.*, 1994), ainsi que la prise en compte de la variation spatiale de l'accélération dans les analyses de stabilité (Vanbrabant, 1998) contribuent d'ores et déjà à une meilleure compréhension des phénomènes, mais un travail de recherche important reste encore à faire aussi bien sur l'aspect sismique que sur les méthodes de calculs de stabilité.

5

## Conclusion

Les structures géologiques constituent les facteurs de prédisposition majeurs des instabilités de pente puisqu'elles contrôlent en grande partie les possibilités d'occurrence cinématique des mécanismes de défor-

mation et de rupture des massifs rocheux. Il faut donc souligner l'importance d'une approche géologique, et donc structurale, pour résoudre ce type de problème. L'étude des structures géologiques permet, d'une part, d'identifier les mécanismes de déformation et de rupture les plus réalistes et, d'autre part, de définir les investigations spécifiques, géologiques et mécaniques, qu'il sera nécessaire de conduire. En particulier, cette approche doit permettre de déterminer, selon l'échelle d'analyse considérée, si la nature discontinue du milieu est responsable du comportement du massif, ou si une approche milieu continu équivalent peut être considérée. Il est alors possible de choisir les méthodes de modélisation et de calculs les plus appropriées.

Cependant, quelles que soient la qualité et la précision des méthodes de reconnaissance mises en œuvre, la variabilité des paramètres géologiques et géomécaniques, le faible niveau de connaissance de certains paramètres ainsi que les schématisations inhérentes à toute modélisation, imposent de réaliser des études paramétriques pour apprécier l'influence des hypothèses simplificatrices sur les conclusions relatives au comportement du massif rocheux.

## Bibliographie

- Bard P.Y., Bouchon M., Campillo M., Gariel J.C. – « Numerical simulation of strong ground motion using discrete wave-number method: a review of main results ». *Engineering Structural Dynamics* 1-2, 1992, p. 23-63.
- Billaux D. – « Hydrogéologie des milieux fracturés : géométrie, connectivité et comportement hydraulique ». Thèse de doctorat, École des mines de Paris, 1990.
- Cojean R., Fleurisson J.A. – « Influence des structures géologiques sur la stabilité de versants progressivement submergés par la montée d'un plan d'eau ». *Actes du 6<sup>e</sup> Congrès international de l'AIGI*. Rotterdam, Balkema, 1990, p. 2113-2132.
- Cojean R. – « Stabilité des talus de carrières et de mines à ciel ouvert, principes de dimensionnement ». *Mémento des Mines et Carrières*, Nouvelle série n° 4, Société de l'industrie minière, Paris, 1998, p. 212-233.
- Cundall P.A. – « Formulation of a three-dimensional Distinct Element Model – Part 1 : Scheme to detect and represent contact in a system composed of many polyhedral blocks ». *Int. J. Rock Mechanics and Mining Sciences* vol. 25, n° 3, 1988, p. 107-116.
- Fleurisson J.A., Alonso Garcia J., Cojean R., Tanays E., Hantz D., Paquette Y., Driancourt D. – « Conception géométrique de mines à ciel ouvert avec piste et analyse de la stabilité de talus ». *Actes du Colloque international Géotechnique et Informatique*. Paris, Presses des ponts et chaussées, 1992, p. 233-244.
- Fleurisson J.A., Alonso Garcia J., Cojean R. – « Mechanical reinforcement and geotechnical design of open pit mine using DEGRÉS program ». *Int. J. Surface Mining, Reclamation and Environment* vol. 10, 1996, p. 103-112.
- Fouché O. – « Caractérisation géologique et géométrique, et modélisation 3D des réseaux de discontinuités d'un massif granitique reconnu par forages carottés, Massif de Charroux-Civray (Vienne, France) ». Thèse de doctorat, École nationale des ponts et chaussées, 1999.
- Hart R., Cundall P.A., Lemos J. – « Formulation of a three-dimensional Distinct Element Model – Part 2 : Mechanical calculation for motion and interaction of a system composed of many polyhedral blocks ». *Int. J. Rock Mechanics and Mining Sciences* vol. 25, n° 3, 1988, p. 117-125.
- Hawley P.M., Martin D.C., Acott C.P. – « Failure mechanisms and design considerations for footwall slopes ». *87th Annual General Meeting of the Canadian Institute of Mining and Metallurgy*, Vancouver, 1985, 29 p.
- Héliot D. – « Conception et réalisation d'un outil intégré de modélisation des massifs rocheux fracturés en blocs ». Thèse de doctorat, Institut national polytechnique de Lorraine, Nancy, 1988.
- Hoek E., Bray J. – *Rock slope Engineering*. London, Institute of Mining and Metallurgy, 1st edition, 1974.
- Hoek E., Brown E.T. – « Empirical strength criterion for rock masses ». *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 106, n° GT9, 1980, p. 1013-1035.
- Hoek E., Brown E.T. – « Practical Estimates of Rock Mass Strength ». *Int. J. Rock Mechanics and Mining Sciences* vol. 34, n° 8, 1997, p. 1165-1186.
- Hudson J.A., Priest S.D. – « Discontinuities and rock mass geometry ». *Int. J. Rock Mechanics and Mining Sciences* vol. 16, 1979, p. 339-362.
- Keefer D.K. – « Landslides caused by earthquakes ». *Geological Soc. Am. Bull.* 95, 1984, p. 406-421.
- Kulatilake S.W., Wu T.H. – « The density of discontinuity traces in sampling window ». *Int. J. Rock Mechanics and Mining Sciences* vol. 21, 1984, p. 345-347.
- Pahl P.J. – « Estimating the mean length of discontinuity traces ». *Int. J. Rock Mechanics and Mining Sciences* vol. 18, 1981, p. 221-228.
- Pedersen H., Le Brun B., Hatzfeld D., Campillo M., Bard P.Y. – « Ground motion amplitude across ridges ». *Bull. Seismological Soc. Am.* 84, n° 6, 1994, p. 1786-1800.
- Pritchard M.A., Savigny K.W. – « Numerical modelling of toppling ». *Can. Geotechnical J.* 27, n° 6, 1990, p. 823-834.
- Tanays E. – « Approche algorithmique des conceptions géométriques et géotechniques de mines à ciel ouvert, application à la mine de Carmaux ». Thèse de doctorat, École des mines de Paris, 1989.
- Vanbrabant F. – « Prise en compte des effets de site topographiques dans l'étude de la stabilité des pentes soumises à des sollicitations dynamiques ». Thèse de doctorat, École des mines de Paris, 1998.
- Warburton P.M. – « Stereological interpretation of joint trace data, influence of joint shape and implication for geological surveys ». *Int. J. Rock Mechanics and Mining Sciences* vol. 17, 1980, p. 305-316.
- Xu J. – « Simulation statistique de discontinuités et évaluation de la blocométrie de massif rocheux, application à l'analyse de l'écoulement et de la stabilité ». Thèse de doctorat, École des mines de Paris, 1991.
- Xu J., Cojean R., Arnould M. – « Simulation tridimensionnelle de la blocométrie naturelle de massifs rocheux ». *Revue Française de Géotechnique* n° 58, 1992, p. 31-40.

# Les mouvements de versant de Séchilienne (Isère)

## Prise en compte de l'héritage structural pour leur simulation numérique

P. POTHÉRAT  
P. ALFONSI

Laboratoire central  
des ponts et chaussées  
58, bd Lefebvre,  
75015 Paris Cedex  
potherat@cpc.fr  
alfonsi@cpc.fr

### Résumé

Les instabilités du versant de Séchilienne (Isère, France) se rapportent à deux types de mécanismes : l'éboulement du couloir des « Ruines » et l'affaissement sommital du Mont Sec.

Les terrains mobilisés appartiennent à la « série satinée », ancienne formation grésopélitique métamorphisée dans le faciès schistes verts. L'étude structurale, nécessaire à la compréhension de la dynamique des mouvements de versant, a mis en évidence cinq phases majeures dont la plus importante dans la genèse des désordres actuels est la phase D4, tardihercynienne. Cet épisode tectonique, caractérisé par un système de décrochements conjugués de directions N20° à N40° et N120° à N140°, est remarquable par la formation d'un grand pli d'axe NS lié à la mise en place d'un champ filonien à plomb-zinc. Les filons de quartz et les discontinuités associées respectent une disposition concentrique, en cônes inverses emboîtés ; ces structures jouent un rôle majeur dans l'évolution du massif.

La phase D5, d'âge alpin, se caractérise par des plis d'entraînement engendrés par la réactivation des décrochements mis en place lors des phases précédentes. La simulation numérique des mouvements de versant, réalisée à l'aide de la méthode aux éléments distincts utilisée dans le code de calcul UDEC, s'est appuyée sur cette connaissance structurale du massif. Elle permet d'obtenir des résultats recoupant les données d'observation de la topographie actuelle et des déplacements verticaux.

*Mots-clés* : roche, versant, instabilités, éboulements, affaissement, glacier, analyse structurale, décrochements, antiformal, filons de quartz, cônes emboîtés, tardihercynien, alpin, simulation numérique, éléments distincts.

## The movements of the Séchilienne slope (Isère)

### Consideration of the structural setting for the numerical simulation

### Abstract

The instabilities of the Séchilienne slope (Isère, French Alps) are linked to two different kinds of mechanisms: the « Ruines » rock falls and the subsidence of the upper part of the « Mont Sec ».

The rocks forming the moving slope belong to the « série satinée », an old formation made of sandstones and pelitic layers, metamorphosed into the « green schist » facies.

The structural analysis helps to understand the mechanisms of the slope movements. It underlined five major stages, the most important one refers to the ground motion is the 4th phase of late hercynian age.

## Introduction

Les mouvements de terrain observables sur le versant rive droite de la Romanche, entre Vizille et Séchilienne (Isère, France), se produisent depuis toujours sur le secteur des « Ruines », couloir d'éboulement actif à l'origine de fréquentes chutes de blocs sur la RN 91 passant en pied de versant.

A partir de l'hiver 1985 l'accélération des phénomènes d'instabilité a conduit à mettre en place une surveillance en continu qui a permis de mettre en évidence l'extension des déformations à l'ensemble du versant (Antoine *et al.*, 1987). Parmi les scénarii extrêmes envi-

This tectonic event, characterised by two conjugated shear zones respectively orientated N 020° to N040° and N120° to N140°, is remarkable by the raising of a large fold. That antiform, whose axis plunges to the North is linked to a lead-zinc bearing quartz vein field.

The quartz veins and their associated fractures show a cone sheet structure and are subsequently of major importance in the slope evolution.

The 5th tectonic stage, of alpine age, is characterised by folding along wrench faults due to the reactivation of the former fractures.

Numerical simulation was achieved by using distinct element modelling method (UDEC code) on the basis of the knowledge of the rock mass structure. The results obtained are in agreement with regard to the observed topography and vertical displacements.

**Key words :** rok slope, rock fall, subsidence, glacier, strike slip fault, antiform, quartz veins, cone sheet, late hercynian, alpine, numerical simulation, distinct element method.

sageables, l'éboulement d'une masse de vingt millions de mètres cubes aurait des conséquences dramatiques pour la vallée de la Romanche (Évrard *et al.*, 1990).

L'évaluation des risques d'éboulement en masse du versant, passe par la compréhension des mécanismes mis en jeu, notamment dans l'affaissement sommital et, en priorité, par une reconnaissance géologique affinée du site.

L'objectif principal d'une telle reconnaissance est de mettre en regard les événements tectoniques s'étant succédé sur le site et la genèse des désordres observés, partant de l'hypothèse que ces derniers constituent la réponse de l'héritage structural aux sollicitations exercées sur le versant par le biais du retrait du glacier de la Romanche.

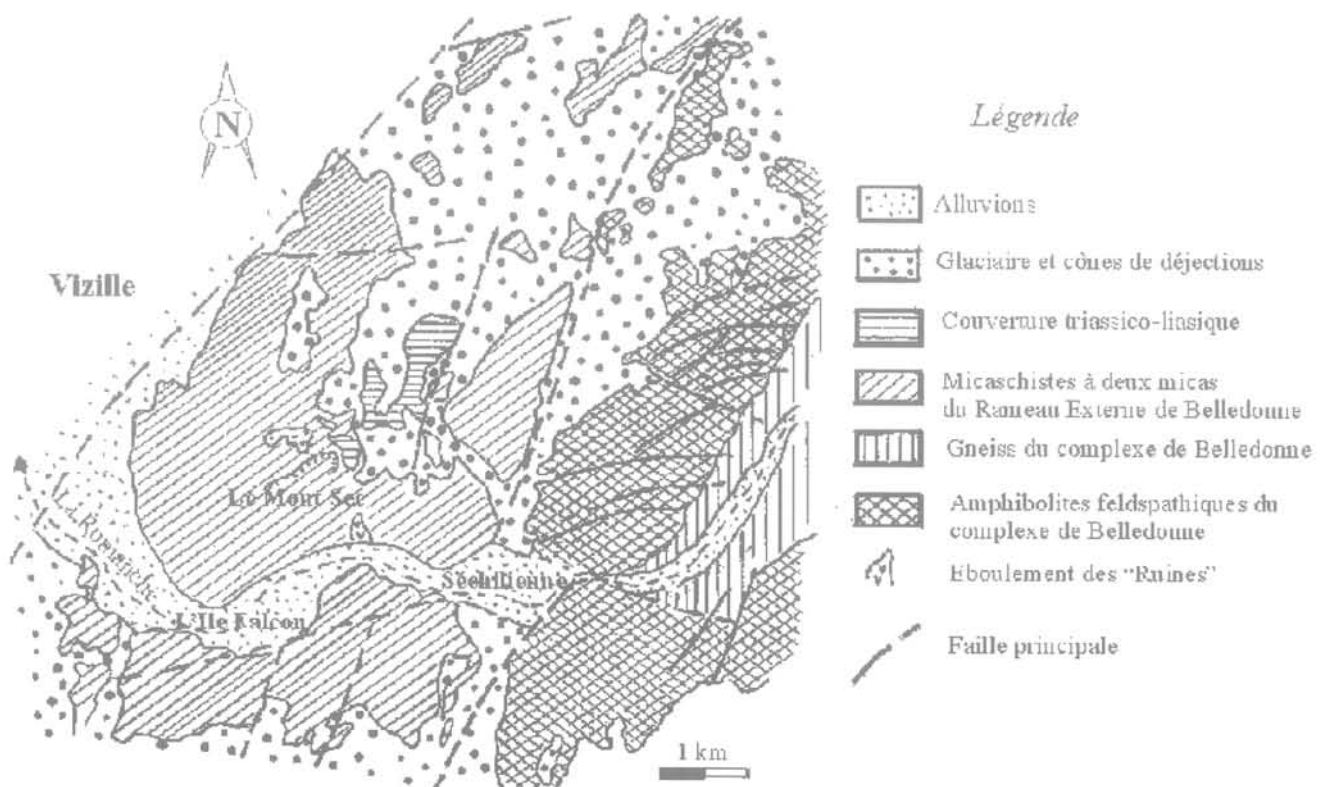


FIG. 1 Géologie de la région de Séchilienne (d'après la carte géologique au 1/50 000 de Vizille).  
The geological setting of the Séchilienne region (from geological map of Vizille at 1/50,000 scale).

## Cadre géographique et géologique

Situé 15 km au sud-est de Grenoble, dans les Alpes françaises, le versant en mouvement fait partie du « rameau externe » de la chaîne de Belledonne, caractérisé par la présence d'une bande de micaschistes (ou « série satinée »), non précisément datée, encadrée à l'ouest par la couverture jurassique et la dépression d'Uriage et à l'est par une série cristallophyllienne basique en position inverse appartenant au « Rameau Interne » de Belledonne (Fig. 1).

Deux accidents majeurs, de direction N20°, soulignent les contacts entre ces différentes unités : l'accident de Vizille et le synclinal médian. Quelques lambeaux de terrains du Trias, du Lias et du Quaternaire reposent çà et là sur la « série satinée ».

## La succession lithologique

### Les terrains de couverture

#### Le Quaternaire

Représenté par les importants placages glaciaires du Würm, le Quaternaire est absent au niveau du glissement. En revanche il occupe les sommets (à l'est de Vaulnaveys) où il oblitère une partie des contacts et des structures. La géomorphologie du site ainsi que des stries d'origine glaciaire, observables sur quelques affleurements dans la zone active, attestent du recouvrement ancien du versant par le glacier de la Romanche.

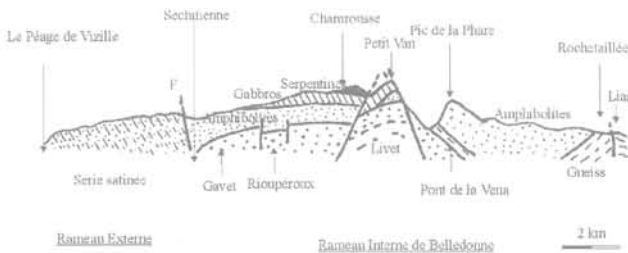


FIG. 2

Coupe du massif de Belledonne par la vallée de la Romanche, entre Vizille et Rochetaillée (extrait du *Guide géologique régional, Alpes du Dauphiné*, 1983).

Cross-section of the Belledonne massif, through the Romanche valley, from Vizille to Rochetaillée (from *Guide géologique régional, Alpes du Dauphiné*, 1983).

### Les formations secondaires

Des schistes pélitiques argileux noirs à bruns de l'Aalénien et des calcaires du Toarcien-Sinemurien surmontent une série réduite du Trias, composée de cargneules et gypses du Keuper reposant sur les cargneules et dolomies du Muschelkalk (au nord de Fonafrey).

## Les terrains paléozoïques

### Le Carbonifère

Directement au nord des « Ruines » de Séchilienne, des copeaux stéphano-westphaliens affleurent dans des fonds de synclinaux pincés d'axes NS à pendage vers le nord.

### Le Paléozoïque inférieur

#### • La « série satinée »

Des micaschistes à deux micas, des chloritoschistes et séricitoschistes ou psammites, avec quelques passées concordantes de schistes graphiteux, admettent en leur sein quelques niveaux de prasinite et ovaridite (roches métamorphiques de couleur vert foncé, respectivement à albite et à albite plus chlorite dominantes).

Ces terrains correspondent à une ancienne série grésopélitique en couches régulièrement alternées, d'âge probable Paléozoïque inférieur, métamorphisée dans les conditions du faciès des schistes verts.

#### • Les séries cristallophylliennes basique et acide

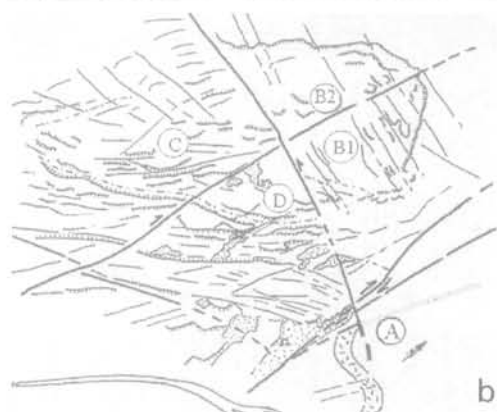
Constituant un ensemble éruptif basique à serpentines et pyroxénites à la base, puis à gabbros surmontés d'une alternance de produits éruptifs basiques et acides et de niveaux sédimentaires, elles seraient à rapporter au Briovérien. Les deux séries affleurent en position inverse et sont ployées en une antiforme synclinale à grand rayon de courbure (Fig. 2).

## L'héritage structural

La reconstitution de l'histoire tectonique du versant de Séchilienne s'est appuyée sur l'examen des photos aériennes et sur des levés de terrain.

### La photo-interprétation

L'interprétation des photos aériennes disponibles sur le secteur constitue la première étape de l'étude structurale, indispensable à la compréhension des



**FIG. 3** Vue aérienne du versant de Séchilienne. a) L'affaissement sommital elliptique (photo Sintégra, 1986). b) Esquisse structurale (les lettres désignent des panneaux à cinématique variable).  
Aerial view of the Séchilienne slope. a) Elliptical upper settling zone. b) Structural sketch (the surrounded letters show different moving areas).

mécanismes mis en jeu dans le mouvement de versant. Elle permet d'abord de repérer les méga structures (grands plis, accidents majeurs, zones broyées) puis d'établir une esquisse de schéma structural.

#### 4.1.1

### La fracturation

Du schéma structural tiré de l'étude des photos aériennes (couverture à 1/10 000, réalisée en 1986), se dégagent quatre familles de discontinuités (Fig. 3a et 3b) :

- failles de direction N20° à N30°, plus ou moins parallèles à la direction du synclinal médian qui représente le chevauchement du rameau interne de Belledonne sur le rameau externe (série satinée). Leur jeu est illustré par la virgation, à valeur de décrochement dextre, subie par la dépression située en limite sud de l'affais-

sement du mont Sec (Grande Combe) au passage de la faille principale N20° qui traverse l'affaissement ;

- failles N120° à N140° conjuguées des précédentes, jouant en décrochements senestres comme le montre le décalage vers le NW, par le jeu de l'accident N140° du sommet des « Ruines », de la partie NE de l'affaissement sommital. Ce mouvement se manifeste par la brutale interruption du sillon de la Grande Combe qui paraît décalé vers la gauche d'environ 80 m, au même titre que les falaises bordières au sud de l'affaissement ;

- au niveau du couloir des « Ruines » un important accident N-S semble avoir rejoué en queue de décrochement dextre au vu de la disposition des failles qui lui sont associées et du crochon apparent dessiné par un niveau repère visible en bordure est du couloir d'éboulis ;

- enfin, une direction N70° qui n'apparaît que dans le versant du mont Sec, est associée à la présence des filons de quartz des « Ruines » et de la Grande Combe.

Parmi ces familles de discontinuités, trois accidents importants (en gras sur la figure 3b) découpent le massif en compartiments différemment structurés :

- compartiment A : à l'est du couloir des « Ruines » la fracturation est moins dense et on n'y retrouve pas les fractures N70° à N80° ;

- compartiment B (B1 + B2) : au NE du décrochement N140°, ce compartiment est découpé en lanières par des accidents de même nature et même direction ;

- compartiment C : les discontinuités N20° et N70° y sont mieux représentées que les discontinuités N140°, presque absentes ;

- compartiment D : dans le dièdre sud, délimité par les failles N20° et N140°, les accidents N20° et N70° à N90° sont nombreux alors que les accidents N140° n'apparaissent plus.

Ce découpage du massif est compatible avec la délimitation de panneaux à cinématique différente, effectuée d'après l'analyse des trajectoires des balises de surveillance.

#### 4.1.2

### L'affaissement du Mont Sec

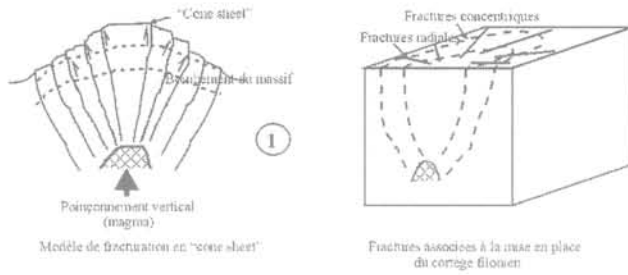
De forme grossièrement elliptique, il est bordé de discontinuités concentriques et recoupé par quelques fractures rayonnantes qui convergent vers le centre de l'ellipse. Ce dispositif, en étroite relation spatiale avec un pli à grand rayon de courbure et avec la mise en place du champ filonien de Séchilienne, évoque les structures habituellement observées dans l'encaissant des formations affectées par un magmatisme anorogénique, où les failles radiales ainsi que les discontinuités concentriques à pendage centripète (*cone sheet*) représentent des fractures de cisaillement générées par le bombement du massif lors de l'expansion du magma (Fig. 4).

#### 4.2

### Les levés de terrain

Les différentes générations de plis, les failles et les microstructures (schistosités, diaclases, joints, stries, linéations...) furent identifiées, analysées et replacées dans leur ordre chronologique en accord avec l'état actuel des connaissances de la géologie alpine (Guillot, 2000).





**FIG. 4** Modèle de genèse de fractures radiales et concentriques par poussée verticale, associée à la mise en place d'un réseau de filons de quartz.  
Genesis modelling of radial and concentric fractures caused by a vertical upward thrust and linked to a quartz vein system.

#### 4.2.1

### Les phases de déformation précoces ( $D_1$ , $D_2$ )

La première phase de déformation ( $D_1$ ), responsable de la foliation est accompagnée de la genèse de filonnets de quartz d'exsudation synschisteux. On ne connaît pas de pli associé à cet épisode.

La série est ensuite plissée lors d'une phase de déformation ( $D_2$ ), caractérisée par l'apparition des plis les plus anciens repérés ( $P_2$ ) qui reprennent les filonnets de quartz synschisteux. Il s'agit de petits plis isoclinaux à axe vertical, observés en plusieurs points du versant. Quelques plis en genou, à axe également vertical et d'amplitude décimétrique sont à rapporter à cette même phase de déformation (Fig. 5). La schistosité  $S_1$  est confondue avec  $S_0$ .

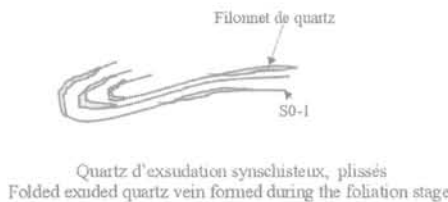
La phase de déformation  $D_1$  serait antécarbonifère tandis que la phase  $D_2$  correspondrait au début de l'orogénie hercynienne (antéwestphalienne).

#### 4.2.2

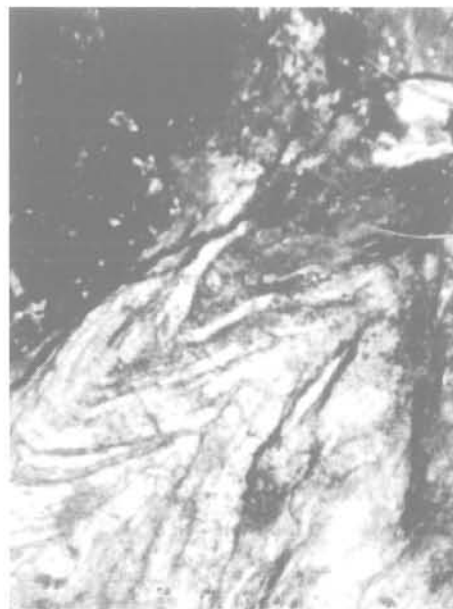
### Les phases de déformation hercyniennes

#### • La phase $D_3$

Une phase hercynienne (westphalienne ?), à l'ori-



Filonnet de quartz  
SO-1  
Quartz d'exsudation synschisteux, plissés  
Folded exuded quartz vein formed during the foliation stage



**FIG. 5** Plis  $P_2$ , verticalisés.  
Verticalised  $P_2$  folds.

gine de l'empilement des couches des unités du complexe de Belledonne, provoque le chevauchement à vergence sud de l'ensemble basique de Chamrousse sur la formation du Taillefer et se traduit par la genèse de plis  $P_3$ .

Les plis  $P_3$  sont des plis dissymétriques à flanc court subhorizontal et à flanc long subvertical (Fig. 6), légèrement penté vers le nord (flanc inverse d'un grand pli à vergence sud ?). Les axes horizontaux ont une direction  $N50^\circ$  à  $N80^\circ$ .

Certains accidents  $N60^\circ$  à  $N70^\circ$  à jeu sénestre sont contemporains de cette phase de déformation.

D'autres accidents conjugués  $N20^\circ$  à  $N50^\circ$  et  $N120^\circ$  à  $N140^\circ$  jouent en décrochements respectivement sénestres et dextres, ainsi qu'en attestent les tectoglyphes ornant les miroirs de failles.

#### • La phase $D_4$

Une phase de déformation tardihercynienne ( $D_4$ ), a joué un rôle prépondérant dans la structuration du massif et continue vraisemblablement de jouer un rôle majeur dans la genèse des désordres observés à l'heure actuelle.

Cet épisode tectonique, initié en régime transcurrent (plis et décrochements associés), est caractérisé par la genèse d'un grand pli d'axe N-S vraisemblablement associé à la mise en place d'un champ filonien à plomb-zinc (Fig. 7).

#### • Les plis et discontinuités associées

Au niveau de la galerie de mine (cote 900), une vossure, bien visible sur les photos du versant prises d'hélicoptère, constitue le trait structural majeur. La direction ( $N20^\circ$ ) et le plongement axial ( $45^\circ N$ ) de cette antiforme ont été déterminés par projection stéréographique des plans de foliation relevés dans la recoupe ouest de la galerie d'exploitation (Fig. 8). D'après les attitudes de ces plans de foliation reportées sur le canevas structural, il semble que toute la partie de l'affaissement sommital, soit affectée par ce vaste pli (Fig. 9).

Des plis  $P_4$ , d'ordre inférieur, d'axe horizontal  $N170^\circ$  à N-S, reprennent les plis  $P_3$ . Certains d'entre eux sont associés à des failles inverses sur des accidents pentés vers l'ouest.

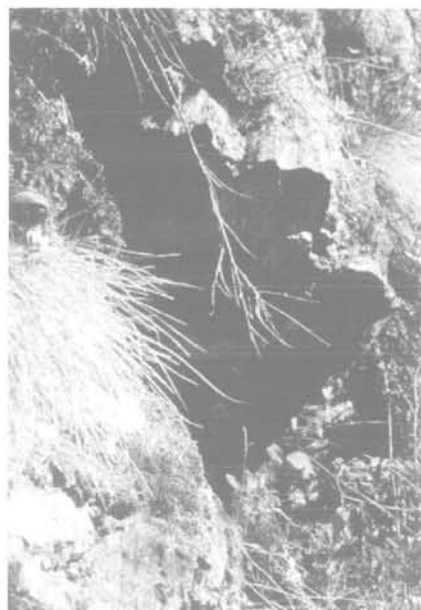
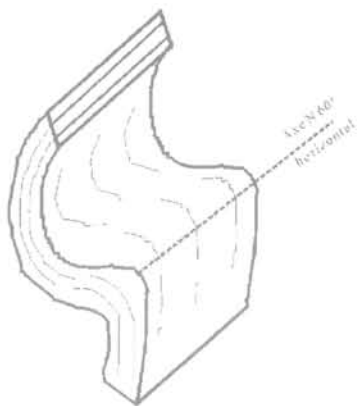


FIG. 6 Pli P3 à vergence sud.  
P3 folds with a southward inclination trend.

Les accidents conjugués N20° à N50° et N120° à N140°, à nouveau sollicités, jouent en sens inverse du jeu précédent, donc en décrochements respectivement dextres et senestres. Deux d'entre eux ont une influence prépondérante dans le découpage du massif :

- le décrochement dextre N20° allant des Rivoirands à la bordure NNE de l'affaissement sommital ;
- le décrochement sénestre N140° formant la limite supérieure du couloir des « Ruines ».

#### • Le champ filonien de Séchilienne

Une des singularités de la série satinée, entre Vizille et Séchilienne, a trait à la présence de nombreux filons de quartz à plomb-zinc exploités de 1850 à 1914. La nature et la similitude des paragenèses (associations minérales), la zonalité de la minéralisation, de même que l'occurrence de dykes de lamprophyres dans la mine de Montjean qui suggèrent la présence en profondeur d'un corps granitoïde, plaident en faveur d'un remplissage synchrone de structures annulaires et radiales, par des solutions hydrothermales, au cours d'une période de bombement liée à un phénomène de plutonisme au droit du Mont Sec.

La distribution spatiale des filons, d'attitudes très variables, ne peut s'intégrer dans un schéma simple, en compression ou en distension (Fig. 10). Ces derniers s'organisent sur des cercles centrés sur l'affaissement sommital, avec généralement un pendage centripète, mis à part le filon de Montjean (n° 4), orienté N40°, soit selon une faille radiale.

Les relations spatiales entre la voussure du mont Sec et le champ filonien de Séchilienne incitent à penser que ces deux types de phénomènes résultent du même processus génétique, la mise en place de la minéralisation dans des fractures d'extension relevant de la remobilisation et du transfert chimique, par des fluides géothermaux, des métaux de l'encaissant ou des granitoïdes précoces, sous l'action d'un flux de chaleur généré par la montée d'un cryptodôme magmatique.

Bien que l'épaisseur des filons exploités ne soit que de 2 à 3 m, la largeur des caisses filoniennes peut atteindre 6 m et prouve que l'ouverture du massif a été considérable dans le versant de Séchilienne. Quel que soit l'âge des filons (probablement synchrone de l'émiss-

sion de trachy-andésites des Rousses, rapportées au Permien), la tectonique distensive, cogénère de leur mise en place, a donc largement contribué à affaiblir le massif en surimposant ses traits structuraux spécifiques à ceux préexistants et doit être prise en considération dans l'étude de stabilité du versant.

Les fractures associées à ce système respectent une disposition concentrique, en cônes inverses emboîtés ou « cone sheet » (Adam, Gagny, 1989), confirmée, d'une part, par les observations de terrain (falaise arrière de l'affaissement du Mont Sec minéralisée, dépression de la Grande Combe et failles N70° bordées d'escarpements à regard amont), d'autre part, par les observations effectuées dans la galerie de reconnaissance (cote 710 m) où de nombreuses fractures à pendage amont (vers le nord) ont été levées. Leur caractère précoce, ante-alpin, est souligné par la virgation à valeur de décrochement dextre subie par le sillon de la Grande Combe au passage de la faille principale N20° qui traverse l'affaissement (Fig. 3b) et par son interruption au contact du décrochement sénestre N140° du sommet des « Ruines » qui décale la structure elliptique du Mont Sec d'une centaine de mètres vers la gauche.

Ces discontinuités revêtent une importance majeure dans l'évolution du massif car les basculements observés à leur niveau dans la galerie de reconnaissance témoignent de leur action prépondérante dans la dynamique du mouvement du versant qui se manifeste par l'affaissement en coin du Mont Sec lié à la décompression du massif, consécutive au retrait du glacier de la Romanche.

### 4.3

## Les phases tardives

### 4.3.1

#### La phase de déformation alpine (D<sub>5</sub>)

Les plis P<sub>5</sub> sont représentés à toutes les échelles dans le versant de Séchilienne. Toujours associés aux décrochements N20° à N50° ou N120° à N140°, ils possèdent un axe N0° à N20°, fortement penté vers le nord, et peuvent être assimilés à des plis d'entraînement,

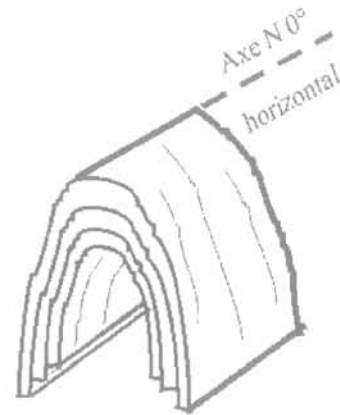
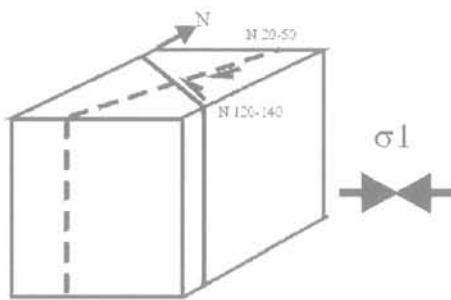
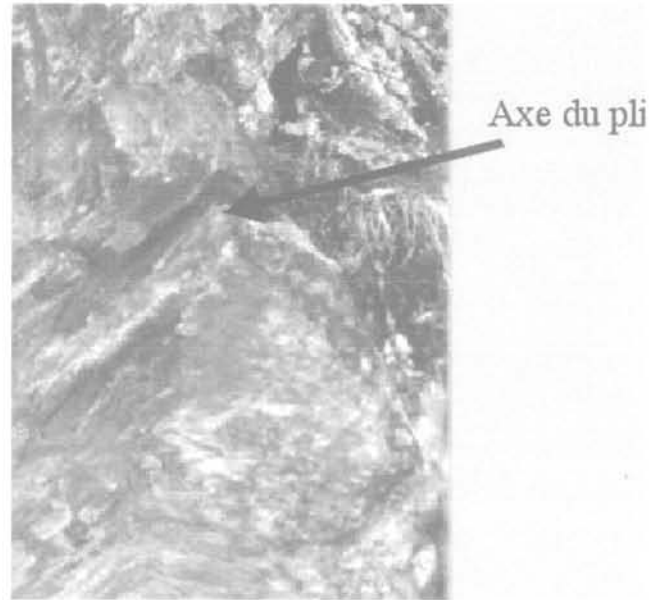


FIG. 7 Différents types de plis P4. a) Grand pli sommital P4 d'axe N20°, penté 45° nord. b) Pli P4 de deuxième ordre. c) Système de décrochements conjugués. d) Petit pli P4 isoclinal.  
 Different P4 folds. a) Upper large P4 fold with a N20° axis plunging 45° to the north. b) Minor P4 fold. c) Conjugated strike slip fault system. d) Minor isoclinal P4 fold.

engendrés par ces mouvements transcurrents (Fig. 11).

Les discontinuités les plus marquées sont les décrochements conjugués N20° et N140°, respectivement dextres et sénestres, dont le jeu est attesté par les stries subhorizontales qui ornent les miroirs de failles. Les décrochements dextres sont prépondérants sur le flanc ouest du pli sommital, en particulier dans la galerie de reconnaissance où ils jouent dans la foliation. Les décrochements sénestres, en revanche, découpent en lanières le flanc est du pli sommital limité au SW par la fracture sommitale du couloir des « Ruines », de direction N140°.

Une autre famille de discontinuités est représentée par les plans de chevauchement fort bien exprimés dans la galerie de reconnaissance hydraulique située dans le versant opposé, rive gauche de la Romanche. De direction moyenne N-S et de pendage 15°E à 20°E, ces plans sont associés à des structures typiquement alpines : les anastomoses. Relayées par des plans faiblement pentés vers l'est, ces structures en fleur sont interprétées comme l'expression précoce du raccourcissement alpin par Effendiantz et Guillot (2000) et traduisent l'expulsion vers le haut du matériau comprimé en régime trans-

pressif (Fig. 12). Le couloir des « Ruines », de direction N-S semble s'être formé sur l'une d'elles.

Le couloir des « Ruines ». La direction structurale N-S est uniquement présente dans le couloir des « Ruines », orienté selon celle-ci. L'abondance de discontinuités de ce type et la présence de môles résistants de forme losangique, découpés par des discontinuités N0° et N120°, évoque une zone de cisaillement (shear zone) méridienne, de 80 m de large, au sein de laquelle se sont manifestés les premiers désordres. Le jeu sénestre sur la faille N140° des « Ruines » est tardif par rapport au fonctionnement de la shear zone N-S, décalée d'une centaine de mètres vers la gauche (Fig. 3b).

#### 4.3.2

### Les indices de mouvements récents

L'examen des documents cartographiques ou des photographies aériennes du secteur de Séchilienne, révèle au niveau de la vallée de la Romanche, à l'emplacement du village de Séchilienne, l'existence d'un petit bassin de forme losangique qui évoque l'allure d'un

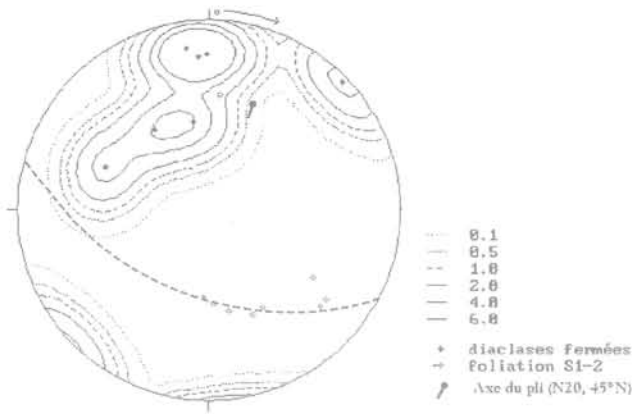


FIG. 8 Le grand pli sommital du Mont Sec.  
The upper « Mont Sec » large fold.

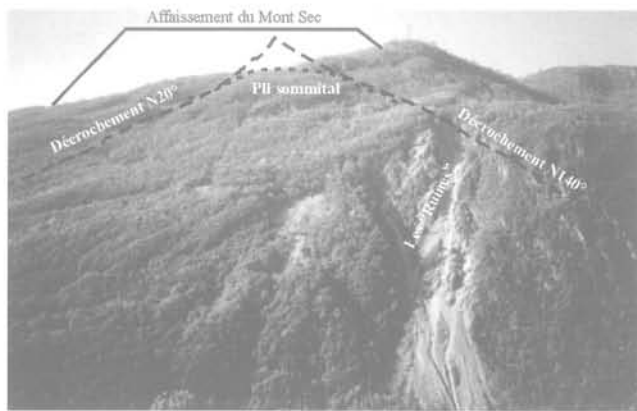


FIG. 9 Vue du couloir des « Ruines » et de l'affaissement du Mont Sec.  
View of the « Ruines » corridor and « Mont Sec » subsidence.

bassin de type *pull-apart* (Fig. 13). Les structures de type *pull-apart* sont caractéristiques des zones de cisaillement dans lesquelles certains tronçons de failles en relais entre deux failles décrochantes jouent en ouverture.

La réalité cartographique du jeu relatif des accidents N110° bordant le losange est indubitable à l'examen de la carte géologique à 1/50 000 de Vizille (Fig. 1) car les amphibolites sont décalées de manière sénestre d'environ 1 km par le segment nord d'une faille N110° passant dans le lit de la Romanche à la sortie est de Séchilienne. Les schistes de la « Série Satinée », dont certains pointements apparaissent dans le cône alluvial du torrent de Saint-Barthélemy de Séchilienne, sont décalés d'autant, toujours vers la gauche, par le segment sud. Le « synclinal médian », contact anormal entre les rameaux interne (amphibolites) et externe (« série satinée ») de Belledonne est donc lui aussi pris dans ce mouvement décrochant.

Le segment nord est parfaitement identifiable en bordure de la route de Bourg-d'Oisans, à la sortie de Séchilienne, par la présence de miroirs striés avec tectoglyphes indiquant un jeu dextre puis sénestre. En revanche le segment sud, masqué par les alluvions de la Romanche, est plus difficile à mettre en évidence. Cependant, en pied de versant, sur la gauche du couloir des « Ruines », une zone extrêmement broyée, caractérisée par la présence de miroirs striés N110° avec indices de mouvements sénestres, matérialise son passage tandis que le long de l'ancienne route, au pied du couloir d'éboulis, plusieurs répliques de cet accident découpent la falaise basale.

Bien que ces mouvements ne soient pas datés avec précision, plusieurs arguments plaident en faveur d'un rejeu récent de la faille de la Romanche :

- le remplissage par des matériaux quaternaires du bassin losangique, dont nous ne connaissons pas l'épaisseur réelle ;
- la présence d'un talus rectiligne, parallèle à la direction de la faille de la Romanche, de 800 m de long pour

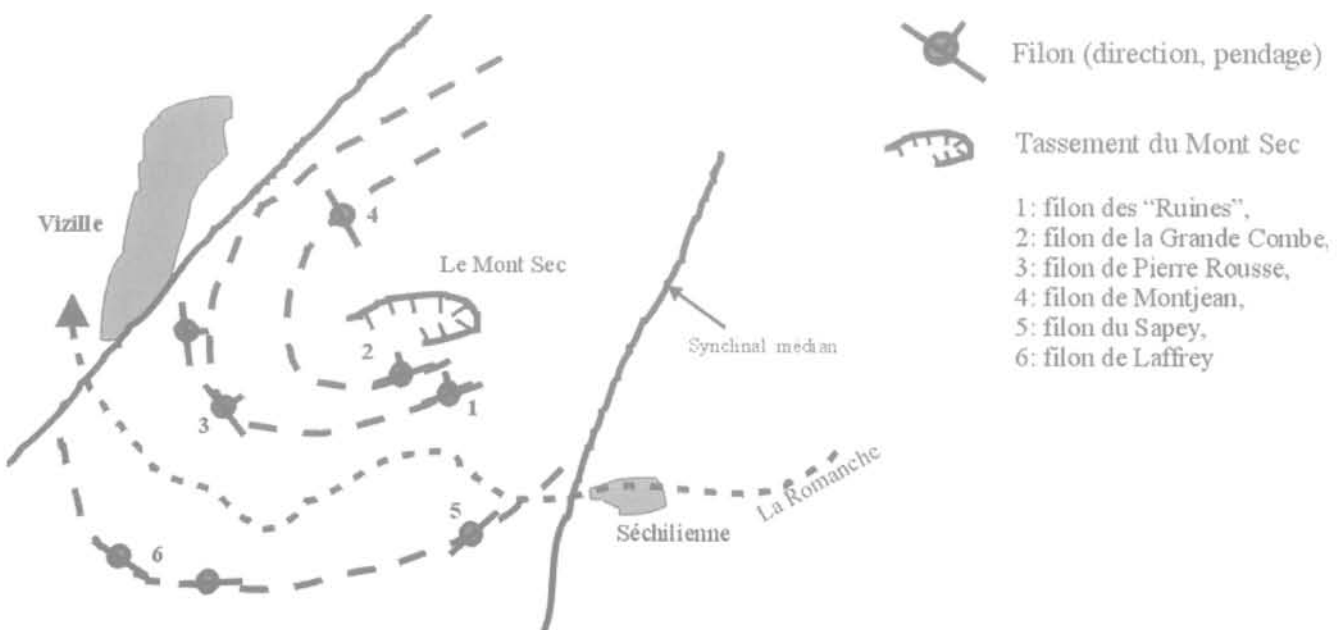
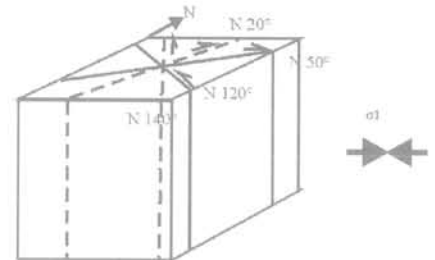


FIG. 10 Relations spatiales entre le cortège filonien de Séchilienne et l'affaissement sommital du Mont Sec.  
Spatial relations between the Séchilienne quartz vein system and the « Mont Sec » upper settling zone.



**FIG. 11** Les plis P5 et les décrochements associés. a) Pli d'entraînement sur décrochement senestre N140°. b) Pli d'entraînement sur décrochement dextre N20°. c) Systèmes de décrochements conjugués. P5 folds and associated strike slip faults. a) Fold along a N140° sinistral strike slip fault. b) Fold along a N20° dextral strike slip fault. c) Conjugated strike slip faults system.

une vingtaine de mètres de hauteur, affectant le cône de déjection du torrent de Saint-Barthélemy de Séchillienne.

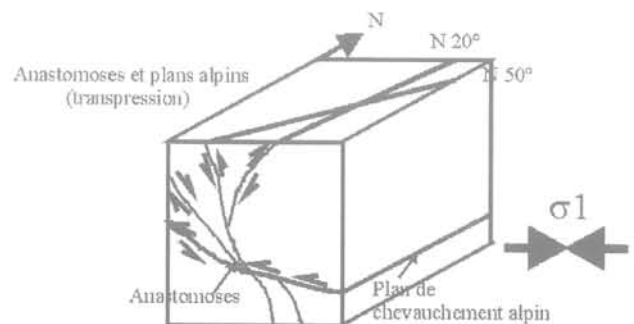
Reprise de l'activité du site dans les années 60-70, exprimée par des éboulements au niveau de la faille de la Romanche, en pied de versant et sur la faille sommitale du couloir des « Ruines ».

Le dernier argument, d'ordre sismique, est relatif au tremblement de terre de Laffrey du 11 janvier 1999. La réinterprétation des mécanismes au foyer (Thouvenot *et al.*, en préparation) de cette secousse d'une magnitude 3,5, a permis d'avancer l'hypothèse d'un jeu possible sur une faille E-W (qui pourrait être la faille de la Romanche ?). Se pose alors la question d'un éventuel rôle de la néotectonique dans la genèse des désordres observés (Pothérat *et al.*, en préparation). Cette hypothèse demande à être confirmée (ou infirmée) par des investigations complémentaires à mener en particulier

au niveau du remplissage alluvionnaire du petit bassin de Séchillienne.

## 5 Impact de l'histoire tectonique sur l'évolution du versant de Séchillienne

Les phases tectoniques D<sub>1</sub> à D<sub>5</sub> responsables de la structuration du Mont Sec, ont eu pour effet de générer des accidents conjugués de directions N20° à N50° et N120° à N140°, de même que des couloirs de cisaillement privilégiés (*shear zones*) de direction N-S tels que celui des « Ruines », et de les faire jouer en décrochements dextres ou sénestres en fonction de l'orientation de la contrainte principale. Lors de l'orogénie alpine



**FIG. 12** Relations entre les plans de chevauchements alpins et les anastomoses. a) Anastomoses dans la galerie de reconnaissance. b) Interprétation structurale. Relation between alpine thrust planes and the « anastomosis ». a) Anastomosis in the exploration tunnel. b) Structural interpretation.

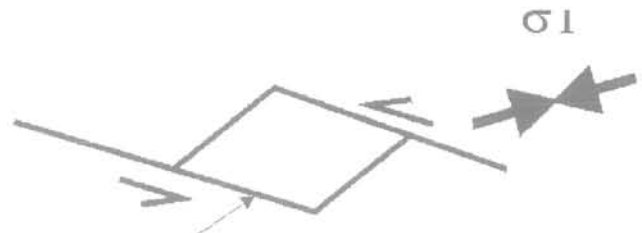


FIG. 13 Le bassin losangique de Séchilienne. a) Vue aérienne du village de Séchilienne. b) Interprétation structurale.  
The Séchilienne losangic basin. a) Aerial view of the Séchilienne village. b) Structural interpretation.

ces mouvements ont été facilités et amplifiés par une structure héritée de la phase tardihercynienne : le pli sommital du Mont Sec, d'axe N20°.

Contemporaine de cette phase D<sub>4</sub>, la mise en place du cortège filonien de Séchilienne a surimposé ses traits spécifiques aux structures hercyniennes : fractures en *cones sheet*, de direction N60° à N70° sur sa bordure sud, fractures à disposition radiale et filons. Le massif est découpé en cinq compartiments (A, B<sub>1</sub>, B<sub>2</sub>, C

et D), différemment structurés par trois accidents principaux appartenant aux familles citées plus haut. La décompression récente du massif, responsable de l'affaissement en coin du Mont Sec, a contribué à révéler ces accidents soulignés, sur sa bordure sud, par un escarpement à regard amont de direction N60° à N70° et par le décalage sénestre de l'affaissement lui-même suivant le décrochement N140° du sommet des « Ruines ».

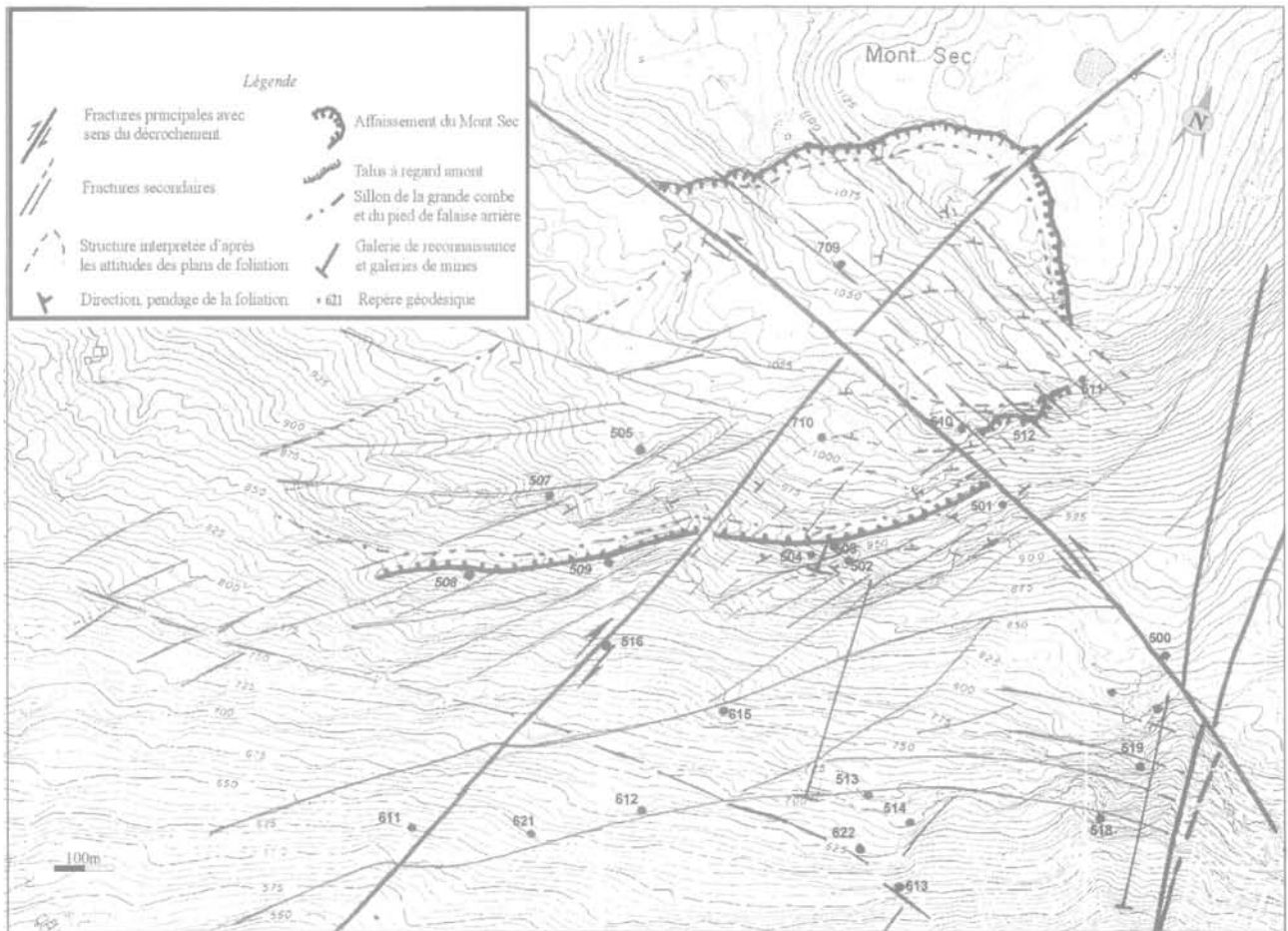


FIG. 14 Esquisse structurale du versant de Séchilienne.  
Structural sketch of the Séchilienne slope area.

## Simulation numérique des mouvements de versant

L'esquisse structurale, à 1/5 000 du secteur de Séchilienne, représentée sur la figure 14, illustre la différence de structuration entre les compartiments B<sub>1</sub> et B<sub>2</sub> d'une part, et C et D, d'autre part, à mettre en relation avec la position de la charnière du pli sommital. En effet, compte tenu de la présence de niveaux de schistes et pélites noires dans la série, les décrochements joueront préférentiellement dans la foliation S<sub>0-1</sub>. Or, nous observons, sur cette esquisse, que les décrochements N20° sont situés sur le flanc ouest du pli, où S<sub>0-1</sub> est également N0° à N20°, alors que les décrochements N140° affectent principalement le flanc est du pli dans lequel la foliation présente cette dernière direction.

Le mode d'évolution du panneau D permet de résumer l'histoire du glissement de Séchilienne de la manière suivante :

- action de la Romanche venue saper le versant au niveau de la « shear zone » des « Ruines », dans un secteur fragilisé par l'interférence de plusieurs familles de discontinuités. Un sillon important se forme dans le couloir de cisaillement ;

- ouverture des fractures N20° et N60° à N70° en relation avec la décompression du massif (et avec la direction de contrainte actuelle pour les fractures subéquatoriales).

Les ouvertures observées sur les deux familles de discontinuités se faisant selon des directions perpendiculaires à celles-ci, les trajectoires des cibles dans le panneau D seront la résultante de ces directions. L'ouverture des fractures s'accompagne de l'affaissement en coin de la partie sommitale du versant (Fig. 15), affaissement autorisé par l'attitude des discontinuités subéquatoriales à pendage amont, ainsi qu'en attestent les mesures de nivellement effectuées dans la galerie de reconnaissance (cote 710) et qui rendent compte de la composante verticale des trajectoires des cibles. Dans le secteur mobile, où aucun plan de glissement n'a été repéré, les fractures N60° à N70°, de même direction que les filons et à l'instar de ceux-ci, doivent s'ancreur profondément dans le massif, de sorte que la puissance de la zone déstabilisée pourrait être considérable.

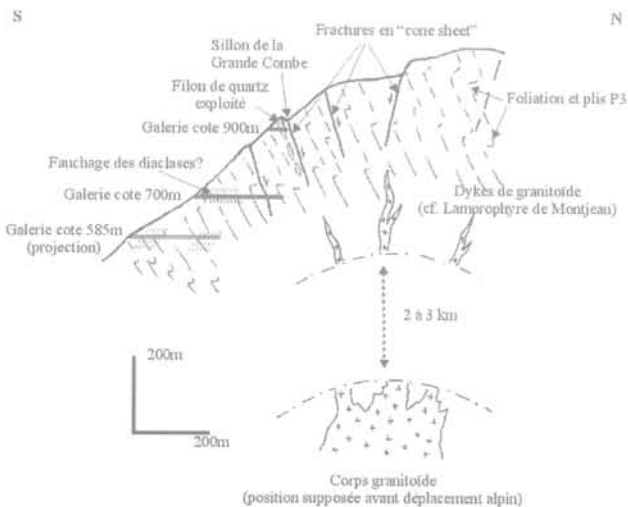


FIG. 15 Coupe interprétative N-S passant par le centre de l'affaissement du Mont Sec et montrant l'effet de coin.

Interpretation cross-section through the middle part of the « Mont Sec » subsidence, showing the wedge action.

### 6.1

## Le choix des discontinuités

Les accidents utilisés dans le modèle sont respectivement :

- au niveau de l'affaissement sommital : la fracture arrière du Mont Sec (F) d'une quarantaine de mètres de hauteur, de direction N60° à pendage 75°S et le sillon de la Grande Combe (F') ;

- dans le versant : deux fractures N60° à N70°, (F'' et F'''), à pendage 65°N, bordées par un escarpement à regard nord, qui sont des répliques du sillon de la Grande Combe.

Ces quatre accidents, situés aux cotes respectives : 630, 720, 960 et 1 100 m, découpent le versant en quatre compartiments C1, C2, C3 et C4 représentés par des grisés différents mais constitués de matériaux identiques (Fig. 16).

Les discontinuités conjuguées N20° et N140° ne sont pas prises en compte dans le modèle car elles sont sub-parallèles à la coupe considérée.

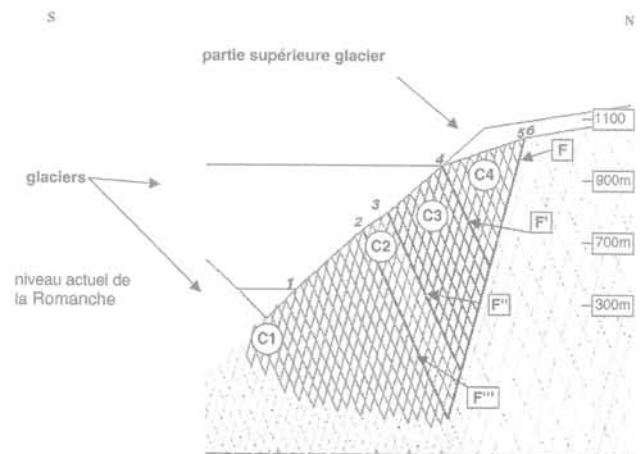


FIG. 16 Modèle du versant de Séchilienne prenant en compte les différentes familles de discontinuités avec localisation des repères de déplacements (n° 1 à 6).

The slope Séchilienne model taking into account the different kinds of discontinuities, with location of bench marks (n° 1 to 6).

## Réalisation du modèle

Le versant modélisé est situé entre les altitudes du bed-rock dans la vallée de la Romanche (280 m) et du Mont Sec (1 100 m). Le découpage du massif est complété, d'une part, par un réseau de fractures secondaires N60° à N70°, à pendage N65°, moins marquées dans le paysage mais observées sur le terrain, d'autre part par le réseau de diaclases de direction N100° à N120° à pendage 75°S relevé en galerie. Le choix de ces deux familles de discontinuités permet de délimiter des panneaux rocheux en forme de losanges de 3 000 m<sup>2</sup> de superficie. Le nombre de blocs ainsi définis est de l'ordre de 600 pour l'ensemble du massif.

La continuité de la fracturation dans le massif à l'amont du modèle, permet de ne pas limiter les mécanismes mis en jeu dans les mouvements du versant au seul volume du glissement en les intégrant dans un environnement global. Les repères sélectionnés pour le suivi des déplacements verticaux et horizontaux pendant le calcul sont représentés par des numéros (Fig. 16).

## 6.3

## Propriétés des matériaux

Les caractéristiques mécaniques affectées à la partie supérieure du versant, supposée la plus fracturée, sont différentes de celles de la base, considérée comme plus rigide. Les valeurs des modules d'Young et coefficients de Poisson sont donc respectivement :

$E_F = 5 \text{ GPa}$  et  $\nu_F = 0,25$  en partie supérieure ;  
 $E_B = 10 \text{ GPa}$  et  $\nu_B = 0,35$  à la base.

Le poids volumique du massif est de 25 kN/m<sup>3</sup>, celui du glacier de 10 kN/m<sup>3</sup>.

L'angle de frottement entre les blocs vaut  $\phi_{\text{blocs}} = 20^\circ$ .

Les valeurs de l'angle de frottement de F, F', F'' et F''' sont égales à  $\phi_{\text{failles}} = 10^\circ$ . Ces valeurs sont choisies relativement faibles, d'une part en raison de l'altération argileuse observée dans les micaschistes, d'autre part pour être plus représentatives des caractéristiques résiduelles et tenir compte du caractère différé dans le temps des déplacements.

La cohésion et la résistance à la traction des joints sont respectivement prises égales à  $j_{\text{coh}} = 10 \text{ kPa}$  et  $j_{\text{tens}} = 1 \text{ kPa}$  et leurs raideurs normale et tangentielle égales à 1 GPa/m. Ces valeurs  $j_{\text{coh}}$  et  $j_{\text{tens}}$  sont prises volontairement faibles pour accentuer les déplacements entre les blocs et ainsi mieux visualiser les mécanismes.

Des séries de calculs paramétriques sont effectuées en faisant varier les valeurs des principaux paramètres : pendages, module d'Young et frottement des discontinuités principales.

## 6.4

## Conditions aux limites et chargement du modèle

Après stabilisation du modèle sous l'effet de la pesanteur, les calculs sont réalisés pour trois configurations distinctes :

1) une configuration initiale : le glacier de la Romanche occupe la vallée jusqu'à l'altitude de 960 m. Le sommet du versant du mont Sec est surmonté d'une calotte glaciaire d'une cinquantaine de mètres de hauteur ;

2) après une première phase de déglaciation, une partie du glacier subsiste jusqu'à l'altitude 330 m (cote actuelle des alluvions) ;

3) après la deuxième phase de déglaciation la vallée est totalement vidée jusqu'au bed-rock (280 m).

## 6.5

## Résultats des simulations

## 6.5.1

### Les déplacements verticaux

Le glissement étant facilité par une valeur faible du frottement, on observe, dans le cas du modèle à fracturation réduite (au sud de F), un affaissement supérieur à 40 m en sommet de zone fracturée, comparable à la topographie observée actuellement (compartiment C4, Fig. 17). Ce modèle souligne le rôle prépondérant de la fracture F dans la direction et dans l'amplitude des déplacements des blocs de la partie aval du versant. L'arrangement des blocs, en partie supérieure du compartiment C4, détermine des marches d'escaliers, les glissements sur les failles F', F'' et F''' créant des escarpements à regard amont de quelques mètres de hauteur. L'affaissement en coin du compartiment supérieur C1 entraîne la déformation du versant et provoque son soulèvement d'une dizaine de mètres dans sa partie médiane.

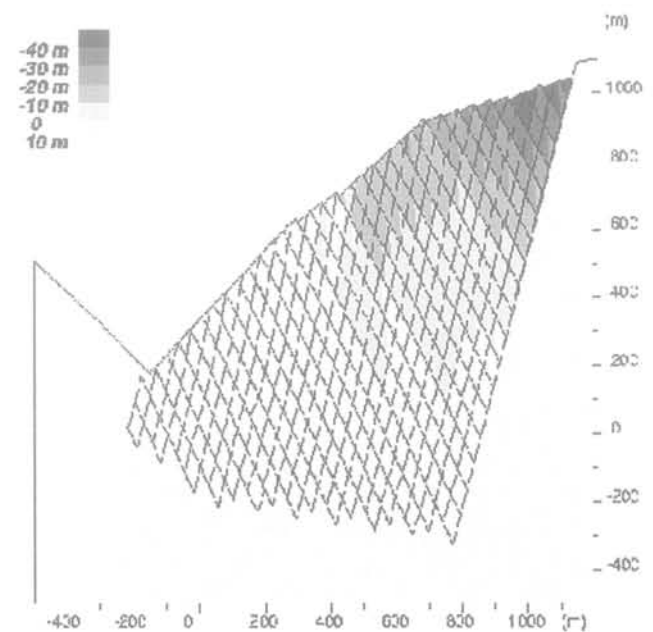


FIG. 17 Iso-déplacements verticaux dans le massif partiellement fracturé.  
 Vertical displacements in the partially fractured rock mass.



## Les déplacements horizontaux

Le glissement du compartiment sommital le long de la faille F impose des déplacements horizontaux vers la vallée. Pour un frottement faible, la simulation de ces derniers peut atteindre une amplitude supérieure à 40 m au niveau de la Grande Combe. Ils provoquent un tassement souligné par un escarpement entre les compartiments C3 et C4. Les mouvements horizontaux s'atténuent progressivement vers la base du versant (Fig. 18), engendrant une légère flexure des discontinuités à pendage nord.

## La répartition des contraintes

Les contraintes restent peu élevées dans la plus grande partie du versant. Elles sont logiquement les plus fortes à la pointe du cône renversé. En revanche

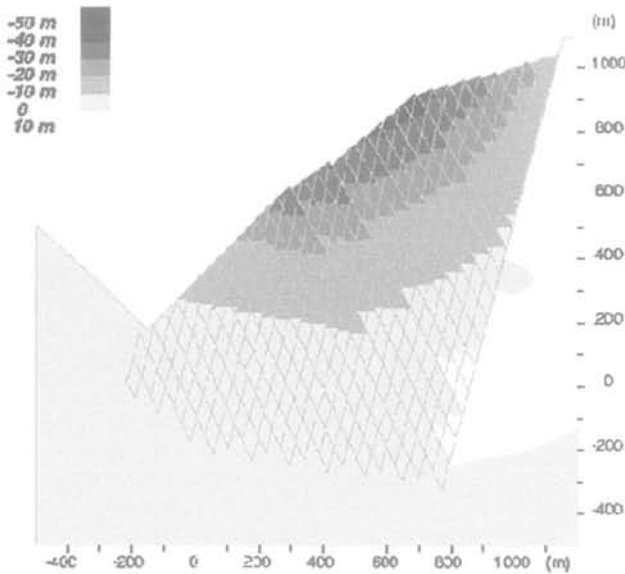


FIG. 18 Iso-déplacements horizontaux dans le massif partiellement fracturé.  
Horizontal displacements in the partially fractured rock mass.

on note une décompression (légères tractions horizontales) à la base du versant, au voisinage de la surface (Fig. 19).

## Étude paramétrique

Sur le tableau I est figurée l'influence du frottement et de l'inclinaison des discontinuités sur la valeur des déplacements verticaux (cf. repères, 1, 2, 3, 4, 5 et 6, figure 16).

### • Influence du frottement entre les blocs

Pour une faible valeur du frottement ( $\phi = 10^\circ$ ) sur les failles F, F', F'' et F''', les déplacements sont de l'ordre de grandeur des observations de terrain. En appliquant cette valeur à tout le versant, un affaissement généralisé se produit conduisant à un effondrement de 125 m

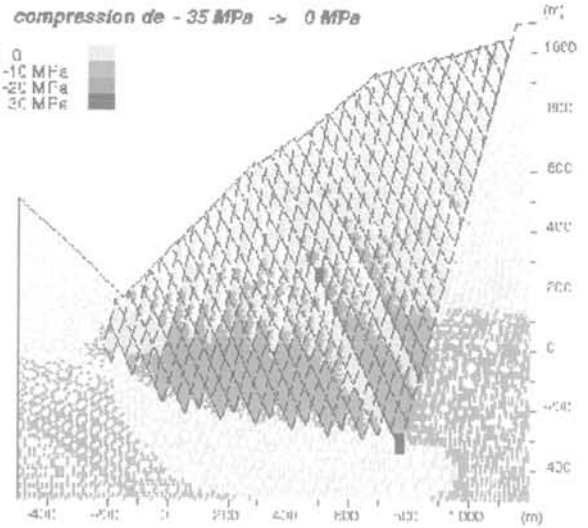


FIG. 19 Répartition des contraintes dans le massif partiellement fracturé.  
Stress distribution in the partially fractured rock mass.

au niveau du mont Sec. Pour une valeur  $\phi = 20^\circ$  sur l'ensemble du modèle, les déplacements de blocs sont légèrement plus faibles que dans la réalité et les escarpements moins marqués.

### • Influence du pendage des discontinuités

Si le pendage de la faille F passe de  $75^\circ$  à  $70^\circ$ S et celui des failles F', F'', F''' de  $65^\circ$  à  $60^\circ$ N les contraintes dans le modèle augmentent en partie inférieure des accidents principaux et les phénomènes de tractions en pied de versant disparaissent. L'affaissement sommital est également plus faible (20 m), tandis que le soulèvement du compartiment C1 est plus important.

## Comparaison avec les résultats du modèle Vengeon (1998)

Tous deux réalisés à l'aide du code de calcul UDEC, les modèles Vengeon (1998) et LCPC ont en commun le

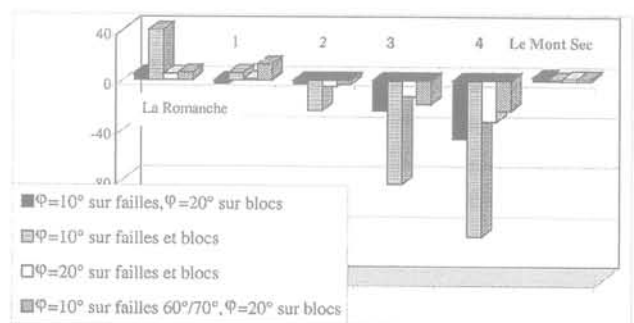


TABLEAU I Déplacements verticaux des repères sur talus en fonction du frottement et du pendage des discontinuités.  
Vertical displacements of bench marks as a function of friction angles and dip angles of discontinuities.

mode de découpage du massif en blocs losangiques. Les principaux résultats du modèle Vengeon, basé sur un découpage par des fractures verticales ou à pendage aval (vers la vallée), sont les suivants :

– ouvertures répétitives de petits fossés d'effondrement :

– flexion de lanières avec ressaut à regard amont ;  
– tassement progressif depuis la zone arrière stable du mont Sec jusqu'à la rupture de pente de la cote 900 m.

Le modèle LCPC prend en compte, dans le découpage du massif, les fractures héritées de l'histoire tectonique de celui-ci, en particulier celles liées à la genèse du grand pli sommital et à la mise en place du champ filonien de Séchilienne : discontinuités en éventail (pendage amont et aval) et individualisation des failles majeures observées dans le versant. Les résultats diffèrent de ceux du modèle Vengeon par les points suivants :

– l'escarpement arrière du mont sec est plus marqué ;  
– la subsidence du Mont Sec est assimilée à un affaissement en coin ;  
– seuls les accidents majeurs sont matérialisés par un sillon bordé d'un escarpement à regard amont.

Ce modèle présente l'intérêt de reproduire relativement fidèlement la topographie actuelle du versant.

## 7

### Conclusion

La complexité de l'histoire tectonique du versant de Séchilienne permet d'interpréter la « série satinée » comme une vaste bande de cisaillement (comprenant des zones de déformation ductile et des zones en extension), dans laquelle a pu se mettre en place le champ filonien de Vizille-Séchilienne dans des fractures à pendage centripète. Ce champ de fractures semble en relation avec la montée d'un corps granitoïde et la genèse d'un grand pli, par la suite découpé par un réseau de décrochements conjugués d'âge alpin.

Les structures et discontinuités principales impliquées dans le mouvement de versant sont respectivement :

– les filons de direction N60° à N70° et la fracturation associée ;  
– le pli, sommital à grand rayon de courbure, d'axe N20°, penté de 45° vers le nord ;  
– les décrochements N-S, N20° et N140°.

La combinaison de ces structures est à l'origine de deux types de désordres :

– l'écroulement actif du couloir des « Ruines » ;

– l'affaissement sommital du Mont Sec.

La décompression du versant, consécutive au retrait du glacier de la Romanche, a favorisé l'ouverture de ces différentes familles de discontinuités, la mise en mouvement de panneaux à cinématique variable et l'effondrement en coin de la partie sommitale.

La présence supposée d'indices de néotectonique sur la vallée de la Romanche peut permettre d'envisager un rôle éventuel de l'activité sismique dans le déclenchement ou l'accentuation des instabilités observées.

Les simulations numériques ont été réalisées sur un modèle 2D d'une section perpendiculaire aux discontinuités de directions subéquatoriales, construit sur les éléments structuraux régionaux, en particulier sur les structures les plus fortement impliquées dans la genèse des désordres.

La prise en compte des fractures principales (F, F', F'', F''') associées à des valeurs de paramètres physiques permet de simuler une évolution du versant comparable aux observations morphologiques, autant dans l'existence d'une falaise d'une hauteur notable, délimitant le plateau nord, que dans la présence d'escarpements à regard amont au droit des failles majeures à pendage nord.

Des calculs paramétriques ont montré que les différences d'amplitudes des déformations dépendent essentiellement des caractéristiques mécaniques des plans de discontinuités et de leur pendage. Cependant, les mécanismes, de même que le comportement global du versant restent sensiblement les mêmes dans les différentes simulations : affaissement en coin de la zone supérieure et soulèvement de la partie inférieure, dénivelées en escaliers plus ou moins marquées, fléchissement (ou fauchage) des « bancs » délimités par chaque famille de discontinuités.

D'ambition limitée, du fait notamment de sa nature bidimensionnelle, le modèle du versant instable du Mont Sec utilisé dans cette étude, permet néanmoins de distinguer les discontinuités principales influençant la déformation du massif et de souligner l'intérêt que revêt la reconnaissance géologique approfondie de tout massif en préalable à l'étape de modélisation.

Le risque à court terme consiste en la poursuite de l'évolution de la partie haute du couloir des « Ruines » par détachement de masses de quelques dizaines, voire centaines de milliers de mètres cubes. Le départ brutal de la zone considérée comme très active, située en partie supérieure NW du couloir des « Ruines » constitue également une menace à court terme. Le volume de cette zone (d'une superficie de 4 à 5.10<sup>4</sup> m<sup>2</sup>) est de l'ordre de 2,5.10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>. Une inconnue subsiste sur le comportement du reste du versant instable en cas de départ de cette masse.

## Bibliographie

- Adam D., Gagny C. – « Contrôle structural et magmatique de la formation de gisements d'étain-tungstène du Trás os Montes oriental (Portugal). Guides pour l'exploration minière ». *Chronique de la Recherche Minière* n° 496, 1989, p. 57-74, 17 fig.
- Alfonsi P., Durville J.L., Rachez X. – « Quelques applications de la méthode des éléments distincts en mécanique des roches ». *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* n° 214, 1998, p. 31-43.
- Antoine P., Camporota P., Giraud A., Rochet L. – « La menace d'écroulement des "Ruines" de Séchilienne (Isère) ». *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* n° 150-151, 1987, p. 55-64.
- Cundall P. – « Computer interactive graphics and the Distinct Element Method, in Rock Engineering for foundations and slope ». *Proc. ASCE Sp. Conf.*, Boulder (Colorado), vol. 2, 1976, p. 193-199.
- Cundall P., Hart R.D. – « Numerical modeling of continua ». *Engineering Computations* vol. 9, 2, 1991, p. 101-113.
- Effendiantz L., Guillot S. – « Galerie hydraulique et de reconnaissance géologique de Séchilienne. Rapport géologique ». CETE de Lyon, LRPC Rhône-Alpes, Université Lyon 1-CNRS, Laboratoire de dynamique de la lithosphère, 2000.
- Évrard H., Gouin T., Benoit A., Duranthon J.P. – « Séchilienne. Risques majeurs d'éboulements en masse. Point sur la surveillance du site ». *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 65, 1990, p. 7-16.
- Guillot S. – « Les Massifs cristallins externes alpins revisités ». *Proc. RST 2000*, 17 au 20 avril, Cité des Sciences et de l'Industrie, La Villette, Paris, 2000.
- Pothérat P., Guillot S., Effendiantz L., Delacourt C. – « Champ de déformation actuel et rôle de la néotectonique dans les mouvements de versant de Séchilienne ». En préparation, 2001.
- Thouvenot, F., Fréchet J., Jennatton L. – « The Belledonne fault: Identification of a major active seismic strike-slip fault in the western Alps ». En préparation, 2001.
- Vengeon J.M. – « Déformation et rupture des versants en terrain métamorphique anisotrope ». Thèse de l'Université Joseph-Fourier, Grenoble 1, 1998.



# Modélisation par éléments distincts du phénomène de fauchage gravitaire. Application au glissement de La Clapière (Saint-Étienne-de-Tinée, Alpes-Maritimes)

V. MERRIEN-  
SOUKATCHOFF  
X. QUENOT

Laboratoire Environnement  
Géomécanique Ouvrages  
École des mines de Nancy  
Parc de Saurupt,  
54042 Nancy Cedex  
Veronique.Merrien@mines.u  
-nancy.fr

Y. GUGLIELMI

Équipe d'accueil 2642  
« Contraintes, Déformations,  
Écoulements »  
place Leclerc  
25000 Besançon  
yves.guglielmi@univ-  
fcomte.fr

## Résumé

Le mécanisme de fauchage gravitaire est l'un des phénomènes évoqués pour expliquer des glissements dans des roches stratifiées, schistosées ou foliées présentant un pendage opposé à la pente du talus. Ce processus est souvent suggéré comme première étape du développement du glissement de terrain de La Clapière dans les Alpes-Maritimes. Des modélisations numériques par éléments distincts ont été effectuées afin de représenter ce mécanisme. Leur but était d'analyser si ce scénario descriptif et qualitatif était mécaniquement admissible et quelles étaient les conditions dans lesquelles il pouvait se réaliser. Des modèles simples, « conceptuels » du phénomène de fauchage gravitaire sont présentés. Ils permettent de mettre en évidence certaines conditions nécessaires pour amorcer le phénomène de fauchage gravitaire. La modélisation bidimensionnelle, par éléments distincts du site de La Clapière est ensuite exposée. Le mécanisme de fauchage n'a pas pu être simulé sur ce versant avec les paramètres introduits dans le modèle. Cette constatation a conduit à s'interroger sur la légitimité de cette hypothèse.

*Mots-clés* : talus, stabilité, éléments distincts, fauchage, glissement de terrain, UDEC, basculement en flexion, modélisation numérique, La Clapière.

# Modeling by distinct elements of gravitational toppling mechanism. Application to the modeling of the landslide of La Clapière (Saint-Étienne-de-Tinée, Alpes-Maritimes)

## Abstract

The mechanism of gravitational toppling is often mentioned to explain movements in layered, schistosity or foliation dipping steeply into the slope. This mechanism is in particular suggested as the beginning of the « La Clapière » landslide situated in the south part of the Alps. Distinct elements numerical modelling was carried out in order to represent this mechanism. The aim

## Introduction

L'étude des glissements de terrain permet d'identifier des mécanismes d'instabilités récurrents. Le fauchage gravitaire est l'un des scénarios de rupture de grands volumes de versants montagneux que l'on retrouve invoqué fréquemment. C'est le mécanisme, par exemple, proposé comme origine de glissements de terrain alpins de plusieurs millions de m<sup>3</sup> comme le glissement du Billan (Isère) situé en rive droite du barrage de Grand-Maison dans le massif de Belledonne, le glissement du Villaret (Isère) situé au-dessus du bassin inférieur de l'aménagement de Grand-Maison (Besson, 1996) et le glissement de La Clapière dans la vallée de la Tinée (50 millions de m<sup>3</sup>, Follacci, 1988), que nous détaillerons plus loin. Il est également cité par Hoek (1999) comme étant à l'origine de désordre dans le tunnel du projet hydroélectrique du Wahleach, en Colombie Britannique (Canada).

Plus généralement, le fauchage est mentionné comme un trait caractéristique des versants montagneux récents où il semble avoir été provoqué par le retrait glaciaire quaternaire. C'est le cas du fauchage de Goms dans les Alpes suisses (Schindler, 1988). La plupart des versants qualifiés de « fauchés » présentent une rupture de pente qui, dans le cas des vallées alpines, correspondrait à la limite de l'entaille du glacier quaternaire. Les parties basses des versants présentent donc une pente plus raide que les parties hautes. Cette géométrie schématiquement biplanaire serait à l'origine de la déstabilisation et du fauchage de l'ensemble du versant à la fonte du glacier (Agliardi *et al.*, 2001).

Le phénomène de fauchage gravitaire apparaît dans des pentes traversées par des discontinuités (plans de stratification, schistosité, foliation ou fractures) plongeant vers l'intérieur du talus. L'expression « fauchage gravitaire » est utilisée pour différencier des basculements dus exclusivement à la gravité de variations de pendage liées à des mouvements tectoniques. Goodman et Bray cités par Hoek et Bray (1981) distinguent (Fig. 1) le basculement par flexion (*flexural toppling*), le basculement de blocs (*block toppling*) et le basculement par flexion composée de blocs (*block flexure toppling*). Tous ces basculements affectent des pentes constituées de colonnes rocheuses (bancs, macrolithons, espaces entre deux fractures) séparées par des discontinuités ayant un fort pendage vers l'intérieur du talus. Le basculement par flexion (*flexural toppling*) est amorcé par une sape du pied du talus et il affecte des colonnes rocheuses continues qui se rompent lorsque le fléchissement des colonnes devient important. Le

of these simulations was to analyse if the descriptive and qualitative scenario put forward was mechanically acceptable and what were the conditions under which it could have occurred. Initially, simplified « conceptual » models of gravitational toppling are presented. They highlight some of the conditions required to start the gravitational movement. Two-dimensional modelling of the site is then presented. With the geometrical and geotechnical parameters introduced, it was not possible to simulate a toppling phenomenon. This outcome led to the reconsideration of this hypothesis.

*Key words* : slope, stability, distinct elements, toppling, landslide, UDEC, flexural toppling, numerical modelling, La Clapière.

fauchage progresse par régression dans le massif. Le basculement de blocs (*block toppling*) concerne des colonnes découpées par une famille de joints espacés et perpendiculaires à la colonne. Le découpage de la colonne en gros blocs permet la rotation de ces blocs. Les blocs de pied de talus sont poussés par le poids des colonnes sus-jacentes et leur glissement permet au mouvement de se propager de manière régressive. Ce type de basculement est caractérisé par des contre-pentes liées au basculement des blocs. Enfin le basculement par flexion composée de blocs (*block flexure toppling*) correspond à une pseudo-flexion le long de colonnes rocheuses découpées par de nombreux joints. Il ne s'agit pas d'une flexion pure, mais d'une somme de petits déplacements le long des joints recoupant la colonne. Le déplacement global du versant est la résultante de petits mouvements. Dans ce type de basculement, contrairement au basculement par flexion, il y a peu de zones en traction et beaucoup moins de contre-pente que dans un basculement de blocs.

Des calculs analytiques du phénomène de basculement ont été proposés par Goodman et Bray (1976), Lee (1999), Bobet (1999). Ils sont appropriés au mécanisme de basculement de blocs et prennent en compte les paramètres géométriques et de résistance du matériau. Ils supposent l'existence d'une surface de discontinuité en échelon (base de la succession de blocs) à une certaine profondeur dans le talus et reposent sur des calculs à l'équilibre limite. Dans ces calculs, la surface basale de discontinuité est choisie *a priori* et sa position conditionne le calcul de stabilité. Scavia (1990) a proposé une amélioration de la méthode en générant cette surface et l'orientation des discontinuités de manière aléatoire par une méthode de Monte Carlo. Les conditions de stabilité sont alors évaluées par la probabilité de rupture du talus. Adhikary *et al.* (1996, 1997) ont modélisé le phénomène de basculement par flexion à partir d'un modèle en éléments finis continu homogénéisé basé sur un modèle de Cosserat (1909). Ce modèle reproduit bien les déplacements mesurés dans un modèle physique de talus réalisé en centrifugeuse, mais n'est valide que pour des faibles déplacements (du même ordre de grandeur que l'épaisseur des couches). Il ne permet pas de reproduire des basculements importants, mais les zones de traction maximale dans le modèle numérique correspondent à des fractures planes observées dans le modèle physique en centrifugeuse. Les auteurs remarquent que la distribution des contraintes obtenues dans le modèle numérique par éléments finis permet de considérer que les analyses à l'équilibre limite, qui supposent l'existence d'une discontinuité basale, donnent de relativement bonnes prévisions du phénomène de rupture. Le modèle de Cosserat impose pour cette modélisation bidimensionnelle,

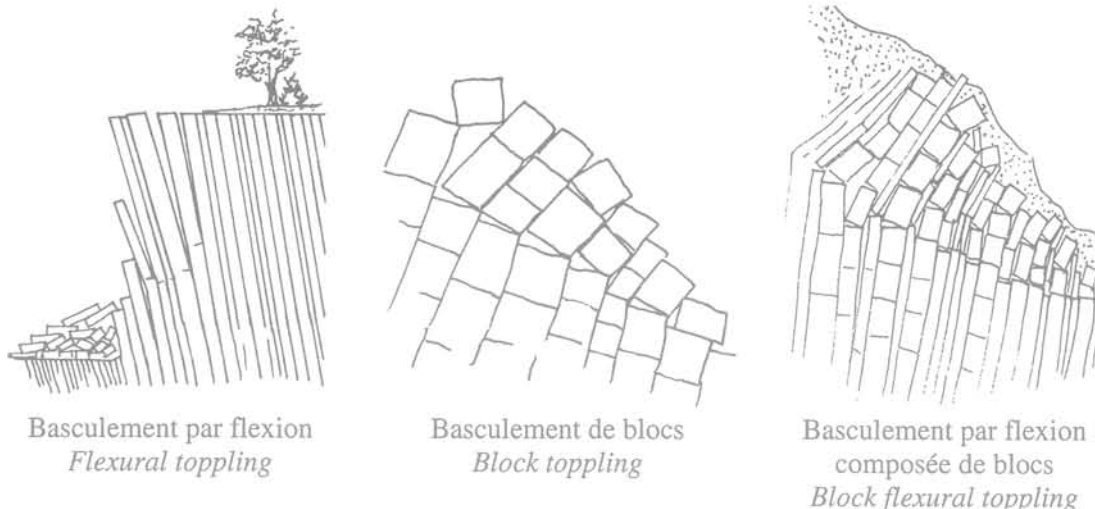


FIG.1 Différents types de basculement d'après Hoek et Bray (1981).  
Different types of toppling failure, according to Hoek and Bray (1981).

l'hypothèse d'un état de contraintes planes alors que généralement les calculs bidimensionnels de stabilité de talus considèrent un état de déformations planes.

Des modélisations par éléments distincts du mécanisme de basculement par blocs ont été proposées par Cundall (1971). Ces modélisations qui sont les premières réalisées par la méthode des éléments distincts, considéraient les blocs comme indéformables. Alfonsi *et al.* (1998) présentent également des modélisations par bloc en introduisant des discontinuités régulièrement espacées, perpendiculaires à la direction majeure de discontinuités.

Pritchard et Savigny (1990) ont réalisé des modélisations par éléments distincts cherchant à reproduire un mécanisme de basculement par flexion. Leurs modélisations sont comparées aux solutions à l'équilibre limite proposé par Goodman et Bray (1976), à des modèles réduits réalisés sur table à frottement, puis aux observations réalisées sur le site de la Mine Brenda au Canada. La comparaison avec les modèles réduits montre que les zones où le critère de rupture est dépassé en compression ou en traction dans le modèle numérique correspondent à la zone basculée dans le modèle réduit. Pour le site minier de Brenda, l'utilisation de différentes caractéristiques mécaniques pour la matrice rocheuse et les joints permet, selon les auteurs, de reproduire 2 types de mécanisme : un basculement par flexion et un basculement qualifié de « en graben ». Les comparaisons par rapport au site restent qualitatives, mais le modèle numérique permet d'identifier l'angle de frottement maximal des joints qui conduit à la rupture.

Nous présentons ici, dans une première partie, des modélisations par éléments distincts mises en œuvre pour analyser les conditions géométriques et mécaniques pour lesquelles le basculement par flexion peut se réaliser et dégager les paramètres principaux à l'origine du fauchage. Dans une deuxième partie, nous utilisons les modélisations numériques pour analyser la pertinence (géométrique et mécanique) de ce scénario dans le cas du versant de La Clapière qui est généralement considéré comme un cas typique de fauchage en masse (Follacci, 1988).

2

## Analyse du mécanisme de fauchage gravitaire par modélisation : approche paramétrique

Les modélisations effectuées cherchent à reproduire les conditions d'un phénomène de fauchage par flexion dans un cas simplifié. Bien qu'elles soient conceptuelles et en partie applicables à ce mécanisme d'une manière générale, elles ont été induites par le glissement de La Clapière : certaines caractéristiques géométriques et mécaniques sont donc inspirées par ce site que nous décrirons plus loin.

2.1

### Type de modélisation entreprise : les éléments distincts et le code UDEC

La modélisation par éléments distincts (qui permet de prendre en compte des discontinuités de manière explicite et des grands déplacements au niveau de ces discontinuités) a semblé la plus apte à reproduire ce type de phénomène réglé par la présence de discontinuités de pendage opposé à la topographie. Le logiciel utilisé est le code bidimensionnel UDEC. Ce code présente en outre l'avantage de permettre de prendre en compte ultérieurement le rôle de l'eau et, en gardant le même principe, de passer à une géométrie tridimensionnelle avec le code 3DEC. UDEC modélise le massif rocheux sous forme d'un assemblage de blocs séparés par des joints déformables. Dans nos modélisations, les blocs sont considérés comme déformables avec un comportement élasto-plastique. Le comportement des joints est élasto-plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb. Leur déformabilité en élasticité est caractérisée par une raideur normale  $k_n$  et tangentielle  $k_s$  qui sont constantes dans les modèles réalisés.

Le calcul effectué par le code UDEC est basé sur

135

une solution mécanique explicite (Cundall 1988). Il s'effectue selon une procédure séquentielle d'incrémentations de déplacements et de contraintes en fonction d'un temps fictif (représenté par le nombre de cycles de calcul) en réponse à un chargement imposé à l'assemblage de blocs. Si les déplacements et les contraintes se stabilisent après un certain nombre de cycles de calcul, l'équilibre mécanique est atteint et le modèle est qualifié de « stable ». Dans le cas contraire, le modèle est instable, et les déplacements obtenus au bout d'un certain nombre de cycles correspondent à un état instable possible : les déplacements reproduits par le modèle seront probablement rencontrés au cours du déroulement du phénomène dans le temps, mais la méthode ne garantit pas l'unicité de cette solution.

## 2.2

### Présentation des modèles réalisés

La représentation réalisée est bidimensionnelle et considère un massif de 100 mètres de haut et de large recoupé par un talus de pente constante  $\alpha$ . Le massif est constitué de « colonnes » d'épaisseur constante (Fig. 2). Tous les blocs rocheux et les joints ont les mêmes caractéristiques mécaniques. Les déplacements verticaux sont bloqués à la base du

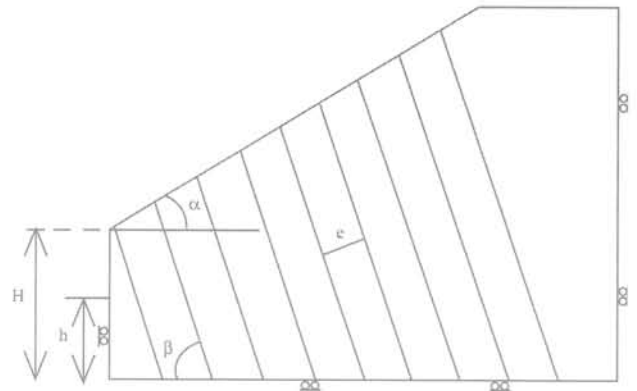


FIG.2 Dimensions géométriques du modèle conceptuel simple.

Geometrical dimensions of the simple conceptual model.

modèle. Les déplacements horizontaux sont bloqués sur le côté droit du modèle et sur le côté gauche jusqu'à la hauteur h (Fig. 2). La hauteur H-h est laissée libre et correspond à la zone « déconfinée » du massif par laquelle se produit l'« appel au vide » qui initie le mouvement. Les paramètres susceptibles de varier sont :

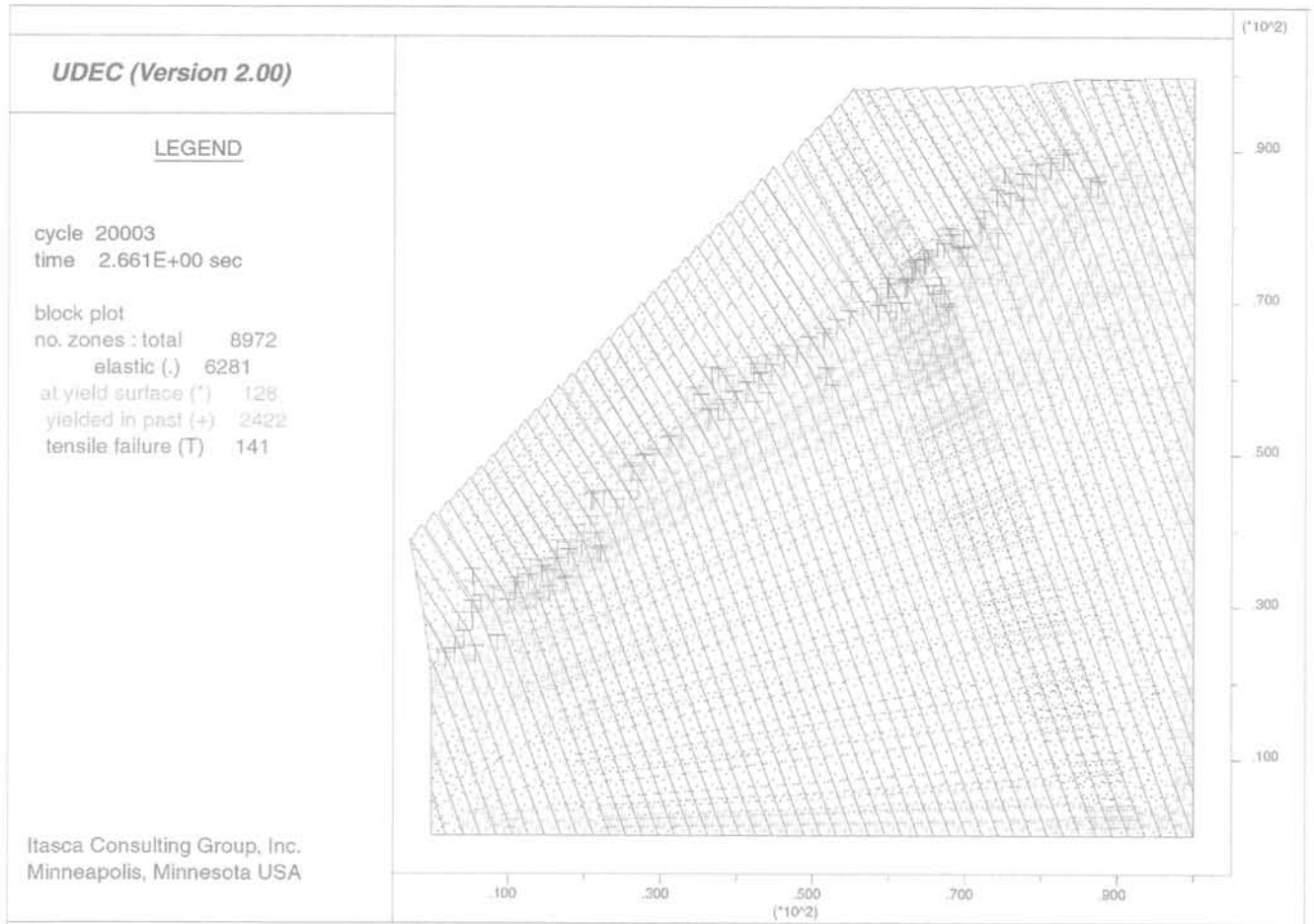
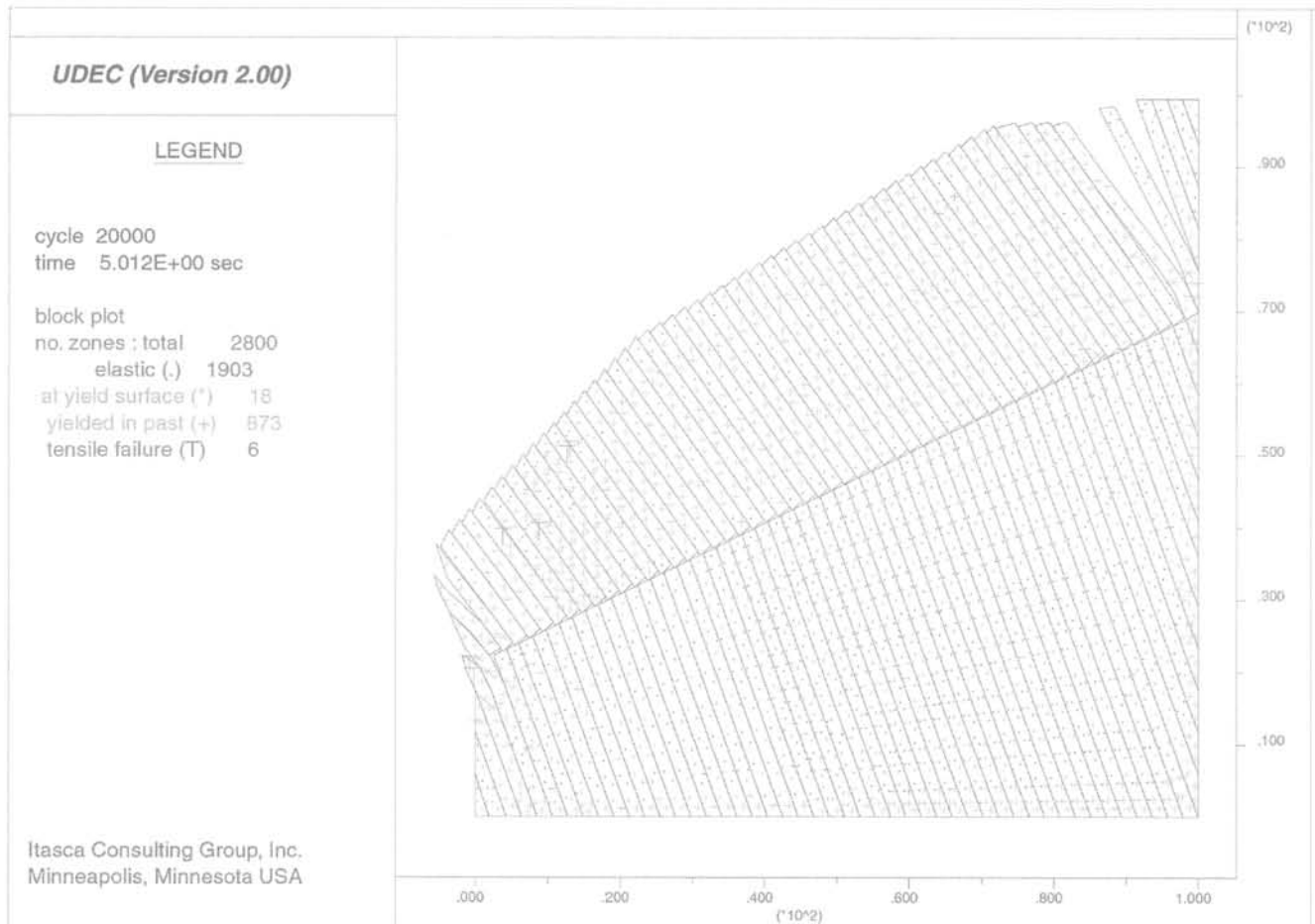


FIG.3 Exemple de cas instable. Caractéristiques géométriques (geometrical characteristics) :  $e = 2 \text{ m}$ ,  $\alpha = 45^\circ$ ,  $\beta = 70^\circ$ ,  $h = 20 \text{ m}$ ;  $H = 40 \text{ m}$   
 Propriétés du matériau rocheux (Block properties) :  $E = 20 \text{ GPa}$ ,  $\nu = 0,2$ ,  $R_t = 1 \text{ MPa}$ ,  $C = 1 \text{ MPa}$ ,  $\phi = 30^\circ$   
 Caractéristiques des joints (joints parameters) :  $K_n = 10^3 \text{ MPa/m}$ ,  $K_s = 10^2 \text{ MPa/m}$ ,  $C = 0$ ,  $\phi = 30^\circ$ ,  $R_t = 0$   
 Example of an instable case.





**FIG.4** Cas instable avec fracture médiane. Caractéristiques géométriques (geome-trical characteristics) :  $e = 2$  m,  $\alpha = 45^\circ$ ,  $\beta = 70^\circ$ ,  $h = 20$  m,  $H = 40$  m  
 Propriétés du matériau rocheux (Block properties) :  $E = 20$  GPa,  $\nu = 0,2$ ,  $R_t = 1$  MPa,  $C = 1$  MPa,  $\varphi = 30^\circ$   
 Caractéristiques des joints (joints parameters) :  $K_n = 10^3$  MPa/m,  $K_s = 10^2$  MPa/m,  $C = 0$ ,  $\varphi = 30^\circ$ ,  $R_t = 0$   
 Instable case with a median fracture.

- la pente topographique  $\alpha$  (des valeurs comprises entre  $30^\circ$  et  $45^\circ$  ont été testées) ;
  - le pendage des discontinuités  $\beta$  (des valeurs comprises entre  $60^\circ$  et  $80^\circ$  ont été examinées) ;
  - les caractéristiques mécaniques des « colonnes » ( $E$ ,  $\nu$ ,  $R_t$ ,  $C$ ,  $\varphi$ ). Seules quelques valeurs alternatives des propriétés des « blocs » et des joints ont été testées dans une gamme de valeurs compatible avec un matériau de socle. Dans la plupart des modèles, la valeur du module d'Young  $E$  a été fixée à 20 GPa. Dans quelques cas, des valeurs alternatives de 2, 16, 24, 40 GPa ont été considérées. Le coefficient de Poisson a été fixé à 0,2, la cohésion et l'angle de frottement ont été pris respectivement égaux à 1 MPa et  $30^\circ$  ;
  - les caractéristiques des joints ( $K_n$ ,  $K_s$ ,  $R_t$ ,  $C$ ,  $\varphi$ ). Dans la plupart des modèles, les valeurs fixées pour les raideurs sont  $K_n = 10^3$  MPa/m,  $K_s = 10^2$  MPa/m. La cohésion varie entre 0 et 1,5 MPa, l'angle de frottement entre  $20^\circ$  et  $30^\circ$  ;
  - l'épaisseur  $e$  des « colonnes » (l'espacement des joints). Quatre éventualités ont été testées : 1 m, 2 m, 3 m, 5 m ;
  - trois hauteurs de la zone déconfinée ( $H-h$ ) ont été examinées : 0, 20 et 40 m, avec une hauteur  $H$  de 40 mètres.
- Les calculs réalisés ont permis d'appréhender les conditions nécessaires au déclenchement de la mobilité.

L'instabilité repose sur trois conditions principales : l'existence d'une zone déconfinée, un espacement des joints faibles ( $\leq 3$  m) et des caractéristiques des joints faibles ( $C$  et  $R_t < 0,01$  MPa). Dans tous les modèles, il est cependant difficile de reproduire un basculement important des colonnes rocheuses. En effet, la colonne étant représentée comme un élément continu, elle ne peut subir que de petites déformations. Des hypothèses supplémentaires seraient nécessaires pour reproduire le fauchage.

La figure 3 présente le cas d'un modèle instable au bout de 20 000 cycles de calcul. On remarque que la zone de courbure maximale des bancs est en plasticité. Dans le modèle, seul un critère de plasticité peut être introduit (il n'est pas possible de simuler une rupture), alors que le mécanisme décrit par Hoek et Bray (1981) considère qu'il se produit une rupture par flexion.

A partir de ce modèle de base très simple, des calculs complémentaires ont été effectués pour d'une part provoquer un basculement plus important des colonnes rocheuses, d'autre part analyser l'influence de la forme de la zone déconfinée.

Pour provoquer un basculement important, des discontinuités supplémentaires ont été introduites selon trois modalités :

- soit en positionnant une discontinuité au niveau des zones qui sont en plasticité dans le modèle ne comportant que les joints de foliation. Cette discontinuité cor-

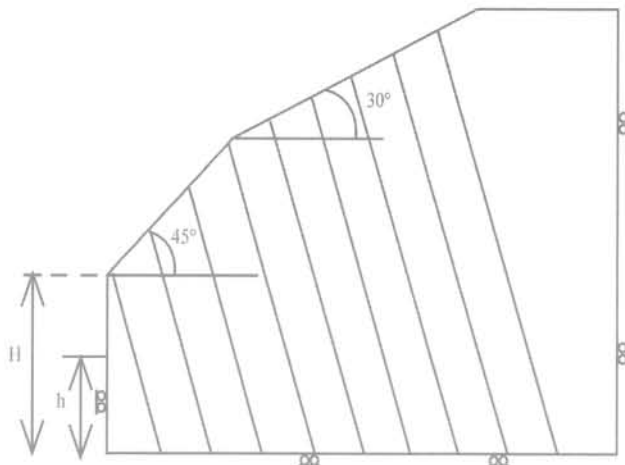


FIG.5 Modèle biplanar.  
Biplanar model.

respondrait au développement d'une surface de rupture ou d'un ensemble de fractures en échelon ;

- soit des failles verticales en base de versant, qui fragilisent le pied de talus (cette modalité était induite par le cas de La Clapière pour lequel de telles failles existent) ;
- soit les deux (failles verticales et discontinuités dans les zones plastiques).

Dans ces trois cas de figures, la rotation des colonnes rocheuses est plus importante, comme le montre la figure 4 pour le cas d'un modèle avec une discontinuité médiane. Cette constatation semble logique *a posteriori*, mais la modélisation a permis de visualiser ces éventualités. Le calcul numérique a été utilisé ici pour son caractère heuristique : pour tester l'influence de plusieurs types de conditions supplémentaires et suggérer leur existence *in situ*. Il est ensuite nécessaire d'analyser les hypothèses les plus réalistes par rapport au site, car l'adjonction de discontinuités supplémentaires modifie le mécanisme conceptuel modélisé. En effet le phénomène représenté n'est plus une flexion pure, mais se rapproche d'un basculement de blocs.

Quelques calculs ont été réalisés sur des modèles encore relativement simples mais présentant une

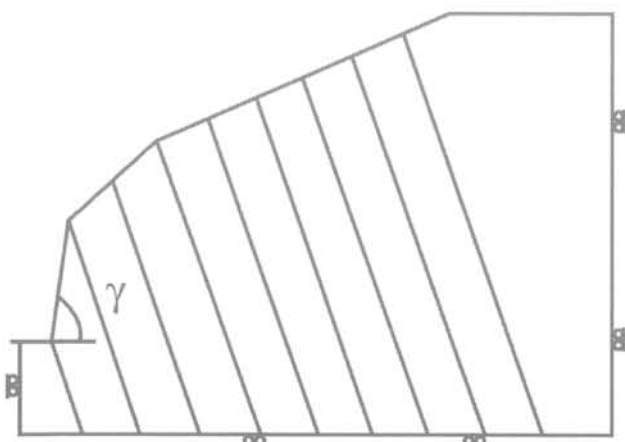


FIG.6 Modèle de talus biplanar recoupé par une vallée d'angle  $\gamma$ .  
Biplanar model cut by a steep slope (angle  $\gamma$ ).

rupture de pente (Fig. 5) car cette configuration favorise *a priori* le mouvement de basculement. Des variantes dans la forme de la zone déconfinée ont été testées (Fig. 6). Notre étude n'a pas été exhaustive, mais les quelques configurations géométriques testées ont servi à confirmer l'importance relative des différents facteurs et la nécessité de quantifier ces valeurs *in situ*. On constate par exemple qu'un modèle présentant une hauteur de déconfinement de 20 m et une pente d'angle  $\gamma = 75^\circ$  est stable, alors que pour une hauteur de déconfinement de 50 m et un angle  $\gamma = 60^\circ$ , le modèle est instable.

## 2.3

### Discussion sur la représentativité des modèles

Les modèles conceptuels simples réalisés ne permettent pas véritablement de reproduire complètement le phénomène de fauchage par flexion. Ils fournissent cependant certaines informations permettant de progresser dans la compréhension de ce mécanisme :

- les modèles stables et instables permettent de séparer les conditions nécessaires au déclenchement du phénomène ;
- les modèles instables reproduisent mal le phénomène puisqu'il est nécessaire de rajouter des discontinuités supplémentaires pour provoquer un basculement important, mais dans ce cas, le mécanisme modélisé n'est plus le même.

Les figures 2 et 3 présentent l'état des modèles après un certain nombre de cycles de calcul. Il est tentant d'assimiler les variations de géométrie présentées par ces modèles à des évolutions dans le temps de la géométrie du massif. Ce sont des variations possibles, mais non certaines. Nous n'avons pas d'arguments pour évaluer la validité d'un état mécanique instable au bout d'un certain nombre de cycles, surtout si cet état montre des grands déplacements.

Dans les modèles présentés, les valeurs de modules d'Young varient entre 2 et 40 GPa (valeurs compatibles avec le matériau de La Clapière) et le basculement des couches n'a pu être obtenu qu'à condition de laisser libre une hauteur importante du modèle (qui a été qualifiée de zone déconfinée). Sjöberg (1999) présente des modèles simulant le basculement pour des discontinuités inclinées à  $80^\circ$  et un angle de talus de  $40^\circ$ , et ne présentant pas de zone de déconfinement. Son article précise qu'une des conditions nécessaires au basculement est une déformabilité importante du matériau, mais la valeur du module d'Young introduite dans le modèle n'est pas précisée.

Notre étude était guidée par le site de La Clapière. La taille du modèle n'est pas représentative des altitudes de ce site, mais un modèle plus large et plus haut aurait conduit à une analyse similaire en adoptant des espacements de joints plus importants. Pour que l'analyse soit plus générale, il aurait été intéressant de définir la géométrie par des paramètres adimensionnels.

Finalement ces modèles simples permettent de suggérer et de tester l'influence de nouvelles hypothèses géométriques et mécaniques. Il s'agit ensuite de vérifier la compatibilité de ces hypothèses avec les observations *in situ*.

## La Clapière

Le glissement de La Clapière, situé sur la rive gauche de la rivière Tinée, 1 km en aval du village de Saint-Étienne-de-Tinée (Fig. 7) affecte un versant montagneux (qui culmine à 3 000 mètres d'altitude) entre 1 100 et 1 800 mètres (Fig. 8).



FIG.7 Situation du site de La Clapière.  
La Clapière localisation.



FIG.8 Vue sur le glissement de La Clapière en 1998.  
La Clapière landslide in 1998.

## Présentation du site

La vallée de la Tinée est orientée N140 et le glissement se trouve sur sa bordure est. Schématiquement, le versant présente une pente de 40° à 45° à sa base, puis un épaulement situé 250 m au-dessus de la vallée de la Tinée. En amont de cet épaulement, la pente n'est plus que de l'ordre de 25° (Fig. 9).

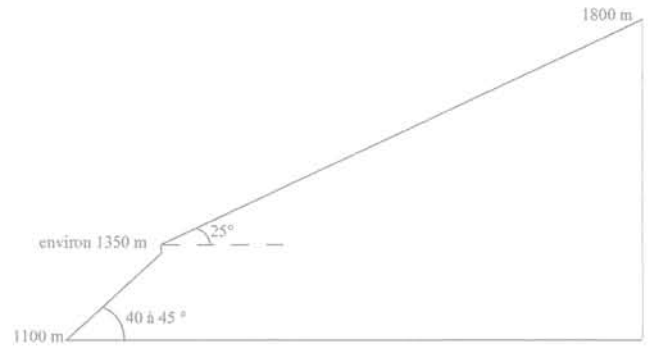


FIG.9 Coupe schématique du versant de La Clapière.  
Schematic topographic cross section of « La Clapière » slope.

Le versant est constitué de roches métamorphiques : les gneiss de la série d'Anelle et les migmatites d'Iglière qui sont intercalées dans les gneiss en milieu de versant. La foliation des séries est orientée N140°E en moyenne avec des pendages de l'ordre de 55 à 90° vers le NE.

Trois familles de fractures peuvent être identifiées :

- une famille orientée N140 et subverticale de grands accidents d'extension kilométrique ;
- une famille N35 à 45 qui borde l'Ouest et l'Est du versant instable et délimite différents compartiments dans le glissement ;
- une famille Nord-Sud à pendage Est.

Le versant peut être séparé en trois entités :

- une zone qualifiée de saine où la foliation a un fort pendage vers l'intérieur du versant ;
- une zone « basculée » d'environ 200 m d'épaisseur où le pendage de la foliation diminue pour devenir pratiquement horizontal, mais où les déplacements restent faibles ;
- une zone glissée où la foliation est quasiment horizontale ou renversée et où les déplacements vers la vallée sont importants (ils peuvent atteindre plusieurs dizaines de cm par jour). La zone de glissement correspond à un volume estimé à 50 millions de m<sup>3</sup> (Follacci, 1987 et 1999, Interreg 1997) et les vitesses annuelles sont plurimétriques à décimétriques. La zone glissée a progressé horizontalement d'environ 300 mètres à sa base entre 1970 et 2000.

Dans ce glissement, la surface de rupture qui est évaluée entre 60 et 100 mètres (Guglielmi *et al.*, 2001) de profondeur est localisée dans la zone basculée. Des descriptions plus détaillées du glissement ont été réalisées par Follacci (1988), Durville (1992), Programme Interreg (1997), Guglielmi (2000).

**TABEAU I** Caractéristiques des roches de La Clapière (d'après Serratrice).  
 Characteristics of the rock material of La Clapière (from Serratrice).

Orientations du chargement par rapport à la foliation	Normale ⊥	Parallèle //	Oblique
<i>Gneiss d'Anelle</i>			
Résistance à la compression : Rc (MPa)	58,7	46,9	23,8
Résistance à la traction : Rt (MPa)	8,7	4,4	5,0
<i>Migmatites d'Iglère</i>			
Résistance à la compression : Rc (MPa)	110,6	82,5	74,2
Résistance à la traction : Rt (MPa)	11,7		6,8

Il existe très peu de données sur les caractéristiques mécaniques de la roche constituant le versant. Des essais de compression et de traction indirecte (essais brésiliens) ont cependant été réalisés par Serratrice (Interreg, 1997) sur les deux faciès pétrographiques principaux. Ces essais ont été réalisés dans trois directions différentes par rapport à la foliation. Les résistances matricielles de ces roches présentées dans le tableau I sont du même ordre de grandeur que celles proposées par Grolier *et al.* (1991), Jumikis (1983), Jaeger (1978) ou Hoek et Bray (1981) pour ce type de roche.

### 3.2

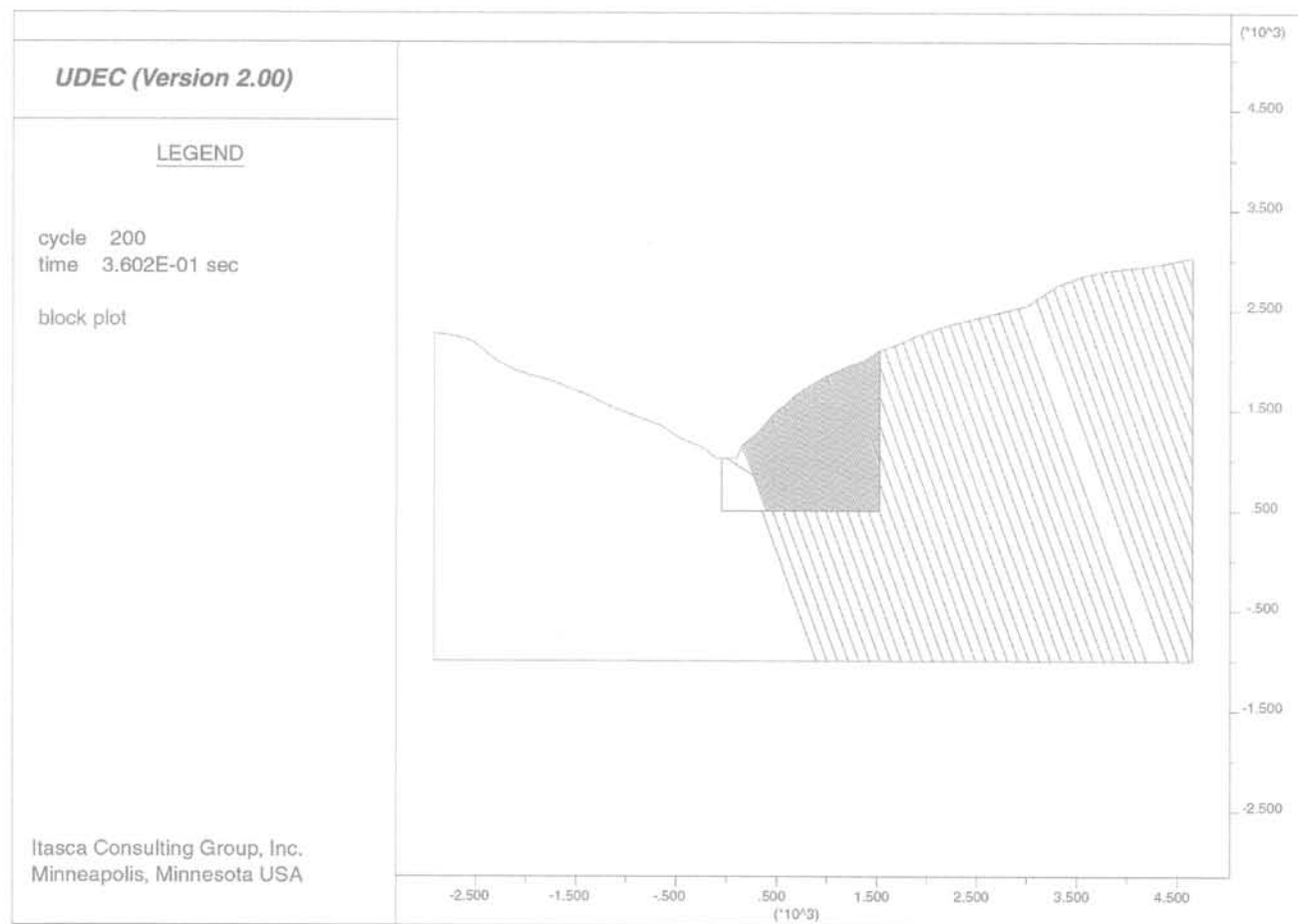
## Modélisation du site

Un modèle cherchant à représenter le versant de La Clapière a été réalisé. Il s'agissait d'essayer de réaliser un

modèle, compatible avec le scénario d'évolution du versant le plus couramment décrit : partant d'une topographie initiale donnée avec foliation redressée, un basculement de la structure s'est produit, puis un glissement.

La topographie introduite dans ce modèle est une topographie dite « initiale », c'est-à-dire une topographie avant glissement. La topographie initiale réelle est inconnue, mais une topographie plausible a été réalisée en utilisant pour le bas du versant une coupe à l'extérieur du glissement (au nord), pour le haut du versant une coupe au-dessus du glissement, perpendiculaire à la vallée et passant par le milieu du glissement et en raccordant ces deux coupes au mieux, par juxtaposition des parties communes.

Le modèle réalisé représente le versant jusqu'à son sommet pour tenir compte au moins de l'influence de la topographie dans le calcul des contraintes (Merrien-Soukatchoff et Omraci, 2000).



**FIG.10** Modèle du versant de La Clapière.  
 Model of La Clapière slope.

La foliation a été représentée comme un ensemble de discontinuités d'espacement constant. L'espacement d'une foliation est difficile à définir et pour des raisons numériques, l'espacement entre les joints n'a pas pu être très faible (le nombre de blocs dans le modèle devient alors important et l'élançement des blocs nécessite un maillage très raffiné et des temps de calcul très longs). Plusieurs modèles ont été réalisés avec des espacements variables de joints. Pour le modèle présentant la définition la plus fine de l'espacement (Fig. 10), l'espacement entre les joints est de 20 m dans la zone glissée (entre 1 100 et 1 800 mètres d'altitude) et de 100 m dans le reste du modèle.

Compte tenu de l'apprentissage réalisé dans les modèles conceptuels, il paraissait difficile, à partir de cette géométrie, de modéliser le phénomène de fauchage :

- la rupture de pente est relativement faible ;
- la zone déconfinée est pratiquement inexistante ;
- l'espacement des joints est important.

Les modèles réalisés confirment cet *a priori* : ils sont stables.

### 3.3

## Enseignements issus de la modélisation

Le phénomène de fauchage n'a donc pas pu être reproduit par les modèles conceptuels ou ceux représentatifs d'une topographie initiale pour le site de La Clapière, cependant la réalisation de ces modèles a permis de progresser dans l'investigation du site.

Les interrogations soulevées par la difficulté à modéliser le phénomène de fauchage gravitaire ont conduit à réexaminer cette hypothèse. La recherche, sur le terrain, de critères géologiques permettant d'évaluer l'alternative entre un basculement de la foliation de type fauchage gravitaire, et un basculement tectonique plus ancien, est actuellement en cours.

La conceptualisation, la simplification, impliquée par la construction des modèles, obligent à préciser, vérifier, quantifier les hypothèses qualitatives envisagées. Le modèle est ici un moyen supplémentaire « d'investigation » du versant.

Le scénario de fauchage gravitaire, n'est pas exclu par les modélisations mises en œuvre, mais elles conduisent à mieux définir ce scénario. Nous avons, par exemple, exprimé par l'intermédiaire des modèles, la nécessité d'introduire une hauteur de déconfinement suffisante. Il s'agit maintenant de réaliser un scénario qualitatif et quantitatif compatible avec les connaissances géologiques de la vallée de la Tinée. Une hypothèse plausible consiste à considérer que ce déconfinement existait après la période de glaciation, mais qu'actuellement, le remblaiement du pied de versant par les alluvions de la Tinée (estimé à environ 80 mètres de hauteur) l'a fait disparaître. Cette hypothèse pourrait également expliquer que la zone glissée soit située au-dessus de la zone de flexion de la foliation (le remblaiement constituant une butée de pied pour la base du versant). On peut également noter que le rôle de l'eau n'a pas été pris en compte dans ces modèles, alors que les accélérations des mouvements sur ce site sont fortement corrélées aux intempéries. D'après Noverraz *et al.* (1998), la modélisation explicite du rôle des discontinuités montre que, dans certains cas, la déstabilisation

d'un versant n'est pas un phénomène « continu » initié après la relaxation des contraintes postglaciaires et caractérisé par un fauchage évoluant en rupture. Il s'agirait plutôt d'un phénomène brutal déclenché, soit par un changement hydrologique pluriannuel, soit par un séisme. Dans les deux cas, l'impulsion hydraulique ou sismique est transmise au versant via les discontinuités majeures. La modélisation réalisée par Pritchard et Savigny (1990) semble montrer que l'introduction de l'eau dans les modèles ne modifie pas les mécanismes, elle conduit à abaisser l'angle de frottement limite pour lequel les instabilités apparaissent.

Dans les modèles conceptuels instables, la plasticité se localise au niveau de la variation d'inclinaison des colonnes rocheuses, alors que la zone glissée observée à La Clapière se situe au-dessus de la zone de changement de pente de la foliation. Cette constatation et les incertitudes sur la validité du scénario de fauchage gravitaire conduisent à redéfinir les mécanismes et caractéristiques primordiales pour l'évolution du versant. En effet, la méthode des éléments distincts avait été considérée, *a priori*, comme la plus apte à reproduire le phénomène parce que le mécanisme important apparaissait être le basculement, et la caractéristique prédominante, la présence de discontinuités de pendage opposé à la pente du talus. Actuellement, l'origine du basculement est discutée et compte tenu de la difficulté à représenter une structure pénétrative comme la foliation par un ensemble de discontinuités, il paraît plus judicieux de chercher à reproduire le versant par un modèle continu et anisotrope pour comprendre la localisation de la déformation.

Dans la vallée de la Tinée, les instabilités ne se limitent pas au seul site de La Clapière et il existe plusieurs zones de foliation redressée et basculée en bordure de versant (par exemple : cime de Sespoul, site du pont du Riou-Sourd). L'abondance de cette configuration géométrique peut permettre d'étudier son origine et son influence sur la stabilité des versants à des échelles variées.

### 4

## Conclusion

Les calculs par éléments distincts réalisés sur des géométries simples ont permis de cerner les conditions principales pour lesquelles, une série de colonnes rocheuses de pendage opposé à la topographie pouvait être instable. Il s'agit de l'existence d'une zone déconfinée, un espacement des joints faibles et des caractéristiques mécaniques des joints faibles. Pour des caractéristiques mécaniques compatibles avec le site de La Clapière, il est difficile de reproduire un basculement important par flexion. Ce basculement peut être simulé en introduisant des discontinuités supplémentaires.

La représentation du site de La Clapière à travers des modèles conceptuels simples et un modèle reconstituant une topographie initiale a conduit à réévaluer les scénarios d'évolution du versant et les phénomènes prépondérants :

- bien que le mécanisme de basculement gravitaire ne soit pas totalement écarté, il est remis en cause ;
- si le phénomène de fauchage gravitaire se confirme, il est nécessaire de préciser le mécanisme (basculement par bloc, flexion composée...) et de redéfinir les caractéristiques géométriques et mécaniques primordiales pour ce fauchage ;

– si l'origine tectonique du basculement est admise, il est alors nécessaire de s'interroger sur la présence plus fréquente de glissements dans les zones basculées et ceci dans l'ensemble de la vallée de la Tinée.

Les modèles présentés n'ont pas cherché à reproduire le plus finement possible toutes les observations disponibles, mais la modélisation a été utilisée pour tes-

ter différentes hypothèses, comme un outil supplémentaire d'investigation. Cette approche a permis de progresser dans la représentation du site de La Clapière et apparaît comme complémentaire d'autres techniques pour étudier les mouvements de grande ampleur de ce type.

## Bibliographie

- Adhikary D.P., Dyskin A.V. – « A Cosserat Continuum model for layered materials ». *Computers and Geotechnics* vol. 20, Issue 1, 1997, p. 15-45.
- Adhikary D.P., Dyskin A.V., Jewell R.J. – « Numerical modelling of flexural deformation of foliated rock slopes ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* vol. 33, n° 6, 1996, p. 595-606.
- Agliardi F., Crosta G., Zanchi A. – « Structural constraints on deep-seated slope deformation kinematics ». *Engineering Geology* 59, 2001, p. 83-102.
- Alfonsi P., Durville J.-L., Rachez X. – « Quelques applications de la méthode des éléments distincts en mécanique des roches ». *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 214, 1998, p. 31-43.
- Besson L. – *Les risques naturels en montagne. Traitement, prévention, surveillance*. Édition Artès Publialp, 1996.
- Bobet A. – « Analytical solutions for toppling failure ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech.*, Elsevier, vol. 36, 1999, p. 971-980.
- Cundall P.A. – « Formulation of a three dimensional distinct element model. Part I : A scheme to detect and represent contact in a system composed of many polyhedral blocks ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* vol. 25, 1988, p. 107-116.
- Cundall P.A. – « A computer model for simulating progressive, large-scale movements in blocky rock systems ». *Proceedings of the Symposium of the International Society of Rock Mechanics*, Nancy, France, vol. 1, Paper n° II-8, 1971.
- Cosserat E., Cosserat F. – *Théorie des corps déformables*. Paris, Hermann, 1909.
- Durville J.-L. – « Mécanismes et modèles de comportement des grands mouvements de versants ». *Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur* n° 45, 1992, p. 25-42.
- Follacci J.P., Perez J.L., Julian M. – « Crêtes doubles et perturbations de versants dans un domaine de montagne alpine (Mercantour et ses bordures) ». *Colloque Mouvements de Terrains*, Caen 22-24 mars, Documents BRGM n° 83, 1984.
- Follacci J.P. – « Les mouvements du versant de La Clapière à Saint-Étienne-de-Tinée (Alpes-Maritimes) ». *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* n° 150/151, 1987, p. 107-109.
- Follacci J.P., Guardia P., Ivaldi J. P. – « Le glissement de La Clapière (Alpes-Maritimes, France) ». *Proceedings of 5th the International Symposium on Landslides*, Lausanne, Switzerland, July 10-15, Balkema, vol. 5, 1988, p. 1323-1327.
- Follacci J.P. – « Seize ans de surveillance du glissement de La Clapière (Alpes-Maritimes) ». *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* n° 220, 1999, p. 35-51.
- Goodman R.E., Bray J.W. – « Toppling of rock slopes ». *Proceedings of the Speciality Conf. on Rock engineering for foundations and slopes*, Boulder Colorado, ASCE, vol 2, 1976, p. 201-234.
- Grolier J., Fernandez A., Hucker M., Riss J. – *Propriétés physiques des roches. Théorie et modèles*. Masson, 1991.
- Guglielmi Y., Bertrand C., Compagnon F., Follacci J.P., Mudry J. – « Acquisition of water chemistry in a mobile fissured basement massif; its role in the hydrogeological knowledge of the La Clapière Landslide (Mercantour Massif, Southern Alps, France) ». *J. Hydrology*, Elsevier, vol. 229, n° 3-4, 1998, p. 138-148.
- Guglielmi Y., Vengeon J.M., Bertrand C., Mudry J., Follacci J.P., Giraud A. – « Hydrogeochemistry : an investigation tool to evaluate infiltration into large moving rock masses (case study of La Clapière and Séchillienne alpine landslides) ». *Engineering Geology* 2001 (article accepté).
- Hoek E. – *Practical Rock Engineering. Course notes*, Chapter 02. Site Web <http://www.rockeng.utoronto.ca/roc/Hoek/Hoek.htm>, 1999.
- Hoek E., Bray J.W. – *Rock slope engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1981.
- Interreg I. – *Risques générés par les grands mouvements de versant. Étude comparative de 4 sites des Alpes franco-italiennes*. Édité par le Pôle grenoblois d'études et de recherches pour la prévention des risques naturels (Grenoble), 1997.
- Jaeger C. – *Rock mechanics & engineering*. Cambridge University Press, 2nd ed, 1978.
- Jumikis A.R. – *Rock mechanics*. Trans Tech Publications, 2nd ed., 1983.
- Lee C.F., Sijing Wang, Zhiquang Huang – « Evaluation of susceptibility of laminated rock to bending-toppling deformation and its applications to slope stability study for the Longtan Hydropower Project on the Red Water River, Guangxi, China ». *9<sup>e</sup> Congrès international de Mécanique des Roches*, Paris, Balkema, 1999, p. 119-122.
- Martin C.D. – « Deformation of open pit mine slopes by deep seated toppling ». *International Journal of Surface Mining and Reclamation*. vol. 4, n° 4, 1990, p. 153-164.
- Merrien-Soukatchoff V., Omraci K. – « Détermination des conditions aux limites pour un calcul de stabilité de talus ». *Revue Française de Géotechnique* n° 92, 2000, p. 31-39.
- Mestat P., Prat M. – *Ouvrages en interactions*. Paris, Hermès, 1999, 934 p.
- Noverraz F., Bonnard C., Dupraz H., Huguenin L. – *Grands glissements de versants et climat*. Rapport final PNR31, vdf Hochschulverlag AG an der ETH Zürich, 1998, 314 p.
- Pritchard M.A., Savigny K.W. – « Numerical modelling of toppling ». *Canadian Geotechnical Journal* n° 27, 1990, p. 823-834.
- Quenot X. – « Étude du glissement de La Clapière. Modélisation du phénomène de rupture ». Mémoire de DEA, DEA PAE3S, École doctorale PROMEMA, Institut national polytechnique de Lorraine. Nancy, 2000.
- Scavia C., Barla G., Bernaudo V. – « Probabilistic stability analysis of block toppling failure in rock slopes ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech.* vol. 27, n° 6, 1990, p. 465-478.
- Schindler C. – « Zones instables en Suisse (conférence spéciale) ». *Proceedings of 5th the International Symposium on Landslides*. Lausanne, Switzerland, July 10-15, Balkema, vol. 5, 1988, p. 1323-1327.
- Sjöberg J. – « Analysis of failure mechanisms in high rock slopes ». *9<sup>e</sup> Congrès international de Mécanique des Roches*, Paris, Balkema, 1999, p. 127-130.
- Vibert C., Arnould M., Cojean R., Le Cleac'h J.M. – « Essai de prévision de rupture d'un versant montagneux à Saint-Étienne-de-Tinée, France ». *Symp. Landslides*, Balkema, 1988, p. 789-792.

# Prévisibilité des éboulements rocheux Approche probabiliste par combinaison d'études historiques et géomécaniques

J.-M. VENGEON  
D. HANTZ  
C. DUSSAUGE

Lirigm/ISTG, Université  
Joseph-Fourier  
BP 53  
38041 Grenoble Cedex 9  
Jean-Marc.Vengeon@ujf-  
grenoble.fr  
Didier.Hantz@ujf-  
grenoble.fr  
Carine.Dussauge@ujf-gre-  
noble.fr

## Résumé

La prévision d'une date d'éboulement est parfois possible pour des sites instrumentés en mouvement, mais pas pour la majorité des masses rocheuses naturelles potentiellement instables. Pour ces dernières, les méthodes mécaniques ne permettent généralement pas d'estimer quantitativement la probabilité que l'éboulement se produise dans un certain délai, principalement à cause de la méconnaissance de l'évolution temporelle des facteurs influençant la stabilité (facteurs dégradants ou déclenchant).

Pourtant, la prise en compte de l'aléa « éboulement » dans les études d'aménagement du territoire incite à quantifier les probabilités d'occurrence associées à différents délais, à l'instar d'autres aléas naturels récurrents tels que les séismes ou les crues. Le caractère récurrent des éboulements est discutable, mais des études récentes montrent que l'analyse statistique des éboulements connus historiquement permet, dans certaines conditions, d'estimer la probabilité qu'un éboulement d'une classe de volume donnée se produise dans une zone pour laquelle existe un inventaire d'éboulements rocheux.

Associant cette estimation prospective de l'activité d'éboulement sur la zone d'étude à une hiérarchisation en terme de danger des masses rocheuses potentiellement instables, détectées et caractérisées par une approche géomécanique, la méthode HGP (historique, géomécanique et probabiliste) constitue un premier pas vers l'évaluation de la probabilité d'éboulement des instabilités détectées en fonction du temps. Des exemples d'études historiques et géomécaniques sont présentés et la nature des probabilités calculées est discutée.

*Mots-clés* : éboulements, probabilité, prévision, étude historique, statistiques, étude géomécanique, stabilité.

## Rock fall forecast A probabilistic approach combining historical and geomechanical studies

## Abstract

Forecasting the date of a rock fall is sometimes possible in the case of monitored moving rock masses. But for most potentially unstable slopes, mechanical methods generally fail to estimate their probability of rupture as a function of time. This limitation arises mainly from ignorance of the temporal evolution of the factors which determine the stability.

## Introduction

La gestion rationnelle des territoires exposés aux divers risques naturels exige une quantification de ces risques, qui sont le produit des conséquences d'un phénomène (aléa) par sa probabilité d'occurrence pour le délai considéré. Dans le cas du risque induit par les éboulements, l'aléa se divise en deux parties indépendantes : le déclenchement de l'éboulement par rupture du compartiment rocheux instable et la propagation dans le versant sous-jacent de la masse rocheuse libérée, éventuellement fragmentée. L'étude de la propagation des blocs en mode indépendant est aujourd'hui bien développée (Descoedres et Zimmermann, 1987 ; Rochet, 1987) et de nombreux codes de calcul sont couramment utilisés par les bureaux d'études. Le cas des avalanches rocheuses fait encore l'objet de recherches.

En revanche, le phénomène initial de déclenchement de l'éboulement est beaucoup moins bien quantifié. Les seuls cas où un haut niveau de prédictibilité a pu être atteint sont ceux de sites comme la route du littoral à la Réunion (AIGL, 2000) affectés de chutes de pierres très répétitives (prédiction en terme de fréquence moyenne) et de certains sites surveillés, où les mesures de déplacement ont permis de réaliser des prévisions à court terme du comportement (Azimi et Desvarreux, 1996 ; Glaw et Lotter, 1996). Dans la majorité des cas, concernant des masses rocheuses potentiellement instables non surveillées (appelées par la suite « instabilités potentielles »), la quantification de la probabilité de rupture en fonction du temps est extrêmement difficile et peu codifiée. La plupart du temps, l'estimation des couples délai/probabilité, demandés par le donneur d'ordre, est réalisée par le chargé d'étude sous la forme d'un jugement « à dire d'expert », dont la méthodologie a été bien précisée (mode d'observation, traçabilité des informations...) mais qui reste un processus subjectif (Interreg2c).

Les approches quantitatives de l'évaluation temporelle de la probabilité d'éboulement pour des masses rocheuses potentiellement instables peuvent être de deux natures. L'approche la plus fréquemment employée est la modélisation mécanique de la masse rocheuse considérée (Cherubini *et al.*, 1992) qui en pratique ne permet pas de prendre en compte correctement son évolution temporelle, pour des raisons que nous exposerons brièvement. La nouvelle approche

Nevertheless, natural risk management for land use demands an attempt to quantify rock fall hazards like other natural hazards (earthquakes, floods...), for which the probability of occurrence of given intensity as a function of time is estimated. Recent studies show that statistical analysis of historical rock falls permits, under certain conditions, an estimation of the probability of occurrence of a rock fall in a given volume class, during a given period.

The HGP method (Historical, Geomechanical and Probabilistic) associates this estimation of the future rock fall activity on the study zone with a hazard grading of detected potentially unstable rock masses. It is a first step toward the evaluation of the individual probability of rupture of a specific instability, as a function of time. Examples of historical and geomechanical studies are presented and the meaning of the computed probabilities is discussed in terms of a fictitious example.

*Key words* : rock fall, probability, forecast, historical study, statistics, geomechanical study, stability.

proposée est basée sur le croisement d'informations historiques concernant les éboulements réalisés et d'informations géomécaniques concernant les instabilités potentielles détectées. Elle s'applique à des études globales de l'aléa « éboulement » sur des zones étendues. L'objet de cet article est d'exposer la méthode développée, de présenter et critiquer les données et les résultats actuellement disponibles et de proposer les pistes de recherche susceptibles de concourir à l'applicabilité de la méthode.

## Présentation générale de la méthode HGP (historique, géomécanique et probabiliste)

### Nécessité d'une nouvelle méthode de quantification de la probabilité d'éboulement en fonction du délai

Pour l'approche par modélisation mécanique de la stabilité des massifs rocheux, les insuffisances d'un traitement déterministe ont bien été mises en évidence (Scavia, 1988) et ont poussé au développement de méthodes mécaniques probabilistes, conçues pour prendre en compte l'incertitude sur les données du problème (géométrie et caractéristiques mécaniques). Ce type d'étude doit commencer par un « calage » des plages de variation des paramètres du système pour tenir compte de la stabilité connue (actuelle et passée) de la masse rocheuse pour des sollicitations courantes. La seconde phase, pronostique, consiste à calculer avec le même modèle mécanique les distributions du facteur de sécurité (F) obtenues en supposant des sollicitations plus importantes (facteurs déclenchants : pressions hydrauliques, accélérations sismiques...) ou en supposant une évolution de certains paramètres mécaniques (diminution de la cohésion, modification de la morphologie...). Pour chaque scénario « paramétrique », le calcul fournit une distribution de probabilité pour le facteur de sécurité F. L'aire située sous la courbe de la distribution pour des valeurs de  $F < 1$  est interprétée



comme la probabilité de rupture conditionnelle associée au scénario considéré.

La méthode est en théorie parfaitement justifiée, mais dans le cas des pentes naturelles, ce sont les données pertinentes qui font en général défaut pour associer un délai aux probabilités de rupture calculées, puisqu'il est généralement impossible de connaître avec précision les probabilités d'occurrence des scénarios paramétriques considérés. Notamment, les mesures permettant de justifier le passage de données sismiques régionales à des accélérations locales en tête de falaise sont très rarement effectuées. Par ailleurs, la pression hydraulique dans les fractures d'un massif rocheux n'est pas accessible aujourd'hui de manière réaliste à partir de la connaissance de la pluviométrie. Quant à la décroissance des caractéristiques mécaniques, sa mesure se heurte au problème du contraste des échelles de temps humaines et géologiques.

Toutes ces difficultés pratiques à introduire une dimension temporelle pertinente dans l'analyse mécanique de la stabilité nous ont poussés à rechercher une méthode permettant la prise en compte empirique des caractéristiques temporelles du phénomène, à partir des inventaires d'éboulements connus.

## 2.2

### Principe de la méthode

Nous proposons de « caler » l'estimation des probabilités de rupture des instabilités potentielles sur la dynamique locale du phénomène « éboulement », dans les domaines temporel et spatial. Dans ce but, nous proposons de travailler sur une zone d'étude élargie, d'une échelle spatiale supérieure de plusieurs ordres de grandeurs à celle du compartiment rocheux isolé, et de croiser deux types d'informations :

– les taux d'éboulement attendus sur la zone d'étude, pour des classes de volumes définies ;

– la détection-hiérarchisation des aléas sur cette zone.

Pour chaque classe de volume, la fréquence moyenne d'éboulement (nombre moyen d'événements par siècle ou par an), est estimée par une étude historique et statistique sur la zone d'étude considérée ou sur une zone plus étendue. Les modalités, les hypothèses et les difficultés de cette estimation sont exposées au paragraphe suivant, illustrées par l'exemple des falaises calcaires de l'agglomération grenobloise (appelée aussi « Y » grenoblois, car le carrefour des vallées de l'Isère et du Drac est en forme de Y).

Cette « fréquence globale pour une classe de volume » est ensuite répartie de manière inégale entre les différentes instabilités potentielles de cette classe de volume qui ont été détectées et hiérarchisées lors de l'étude géomécanique. Les méthodes de détection-caractérisation utilisées et les développements envisagés pour la hiérarchisation des instabilités potentielles détectées sont exposées au paragraphe 4.

La répartition de la fréquence globale de la zone entre les différentes instabilités potentielles, pondérée selon leur hiérarchie de « danger », permet d'affecter une « fréquence moyenne de rupture » (au sens statistique) à chacune. On peut ainsi déterminer une « période de retour » qui a en fait la signification d'une

« espérance de vie » car chaque éboulement ne se produit à l'identique qu'une seule fois. En faisant l'hypothèse d'une distribution de Poisson, on peut déduire de cette « période de retour » une courbe de probabilité locale d'éboulement en fonction du temps, à partir de laquelle pourront être extraits tous les couples (délai-probabilité) souhaités.

Un exemple fictif de ce « croisement d'informations » est traité au paragraphe 5. La nature de la prévision ainsi réalisée est discutée, soulignant l'importance de sa dépendance vis-à-vis de la pondération en risques relatifs adoptée pour les classes d'aléa et de sa nécessaire évolution dans le temps, dès qu'une seule des hypothèses de calcul (taux d'éboulement, nombre et hiérarchie des instabilités potentielles) est modifiée.

## 3

### Étude historique

#### 3.1

#### Principe

L'étude historique a pour but d'estimer, sur une zone donnée, les fréquences moyennes d'éboulement correspondant à différentes classes de volume d'éboulement. Pour être représentative, cette estimation doit être faite à partir d'un nombre significatif d'événements de chaque classe. Les petits éboulements étant plus fréquents que les gros, les classes correspondant aux plus gros volumes nécessitent une observation sur des périodes plus longues ou des surfaces plus étendues. L'estimation peut être faite en utilisant directement les données historiques brutes, ou en s'appuyant sur une modélisation statistique de celles-ci.

#### 3.1.1

#### Exemples de données historiques brutes

Pour les chutes de blocs, une estimation de la fréquence moyenne a pu être effectuée, sur un tronçon de 11 km de route littorale de l'île de la Réunion, à partir d'un inventaire portant sur quatre années (CFGI, 2000) : 423 chutes ont été recensées sur la période 1992-1995, ce qui donne une fréquence moyenne de 0,29 chute/jour.

Dans la classe de 100 à 1 000 m<sup>3</sup>, sur une centaine de km de falaises calcaires de la région grenobloise, de hauteur maximale 400 m, 32 éboulements ont été recensés au XX<sup>e</sup> siècle (Dussauge, thèse en cours). Sur la même zone, dans la classe 1 à 10 hm<sup>3</sup>, trois éboulements seulement ont été recensés pour les quatre derniers siècles.

Pour des volumes plus importants, il faut considérer une zone beaucoup plus étendue pour avoir une idée de la fréquence moyenne d'éboulement : dans la classe 10 à 100 hm<sup>3</sup>, six événements sont recensés dans les Alpes au XX<sup>e</sup> siècle ; dans la classe 100 à 1 000 hm<sup>3</sup>, trois sont recensés sur les neuf derniers siècles (Couture, 1998). Enfin, six éboulements post-glaciaires de volume supérieur à 1 000 hm<sup>3</sup> sont connus dans les Alpes (Couture, 1998).

### Modélisation statistique des données historiques

Comme le montrent les exemples précédents, à l'échelle d'une zone d'étude homogène de quelques km ou dizaines de km d'étendue, les éboulements sont relativement rares à partir d'un certain volume et l'on ne peut estimer leur fréquence que très grossièrement. Cependant, certains travaux récents suggèrent que les distributions des volumes d'éboulement suivent des lois relativement simples, qui permettraient d'améliorer l'estimation des fréquences d'éboulement.

Dussauge *et al.* (article soumis) ont analysé trois inventaires d'éboulements, couvrant une plage de volume de 1 à 10<sup>10</sup> m<sup>3</sup>. Les auteurs ont montré que, malgré de nombreuses différences entre ces inventaires (exhaustivité, mode d'échantillonnage, mode d'estimation des volumes...), les distributions cumulées des volumes peuvent chaque fois être décrites par des lois puissance, avec un risque d'erreur inférieur à 10 % (test du  $\chi^2$ ). Le nombre N d'éboulements d'un volume supérieur à V peut donc s'écrire :

$$N = A V^{-b} \quad (1)$$

La valeur absolue b de l'exposant varie entre 0,4 et 0,5 suivant l'inventaire utilisé.

D'autres auteurs ont également obtenu des distributions de volumes d'éboulement rocheux en loi puissance, avec des exposants variant de 0,2 à 0,7 suivant la zone d'étude (Gardner, 1970 ; Noever, 1993 ; Hungr *et al.*, 1999). Ce type de loi est déjà utilisé pour décrire la dynamique de processus liés à la fracturation à différentes échelles, comme la sismicité (Grasso et Sornette, 1998), l'activité volcanique (Lahaie, 1998) ou l'émission acoustique (Amitrano *et al.*, 1999). Il est intéressant de noter que l'on observe ainsi une certaine continuité dans la description statistique des phénomènes d'endommagement et de fracturation depuis l'échelle microscopique jusqu'à celle de la croûte terrestre.

En admettant que la distribution des éboulements dans la zone d'étude obéisse à une loi puissance, un ajustement des données historiques à cette loi permet d'obtenir une meilleure estimation des fréquences d'éboulement pour chaque classe de volume. Pour la classe ( $V_i, V_{i+1}$ ), l'estimation du nombre moyen d'éboulements pour une durée T, égale à celle couverte par l'étude historique, est donnée par l'expression :

$$N_{ei} = A (V_i^{-b} - V_{i+1}^{-b}) \quad (2)$$

**TABEAU 1** Fréquences d'éboulement observées et estimées sur l'Agglomération Grenobloise.  
Observed and estimated rock fall frequencies for Grenoble District.

Volume (m <sup>3</sup> )	< 10 m <sup>3</sup>	10 à 100	100 à 1 000	1 000 à 10 000	10 000 à 100 000	100 000 à 1 000 000	1 hm <sup>3</sup> à 10 hm <sup>3</sup>
XX <sup>e</sup> siècle	25	22	32	6	6	0	1
XIX <sup>e</sup> siècle		4			1	2	1
XVIII <sup>e</sup> siècle		1		1	1		0
XVII <sup>e</sup> siècle			1				1
Fréquence observée par classe			32	6	6	1	0,75
Fréquence observée cumulée			45,75	13,75	7,75	1,75	0,75
Fréquence moyenne estimée/classe			28,9	10,4	3,7	1,3	0,5

La fréquence moyenne estimée pour la classe de volume « i » est donc :

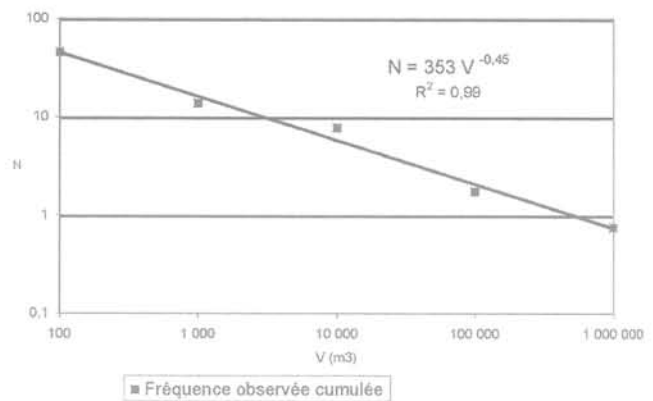
$$F_{ei} = N_{ei}/T \quad (3)$$

L'utilisation de cette fréquence pour une prévision probabiliste sur une période future nécessite l'hypothèse de stationnarité du processus d'évolution des falaises étudiées, sur la période couverte par l'étude historique et la prévision. On suppose en effet que la distribution des événements passés est représentative des événements à venir.

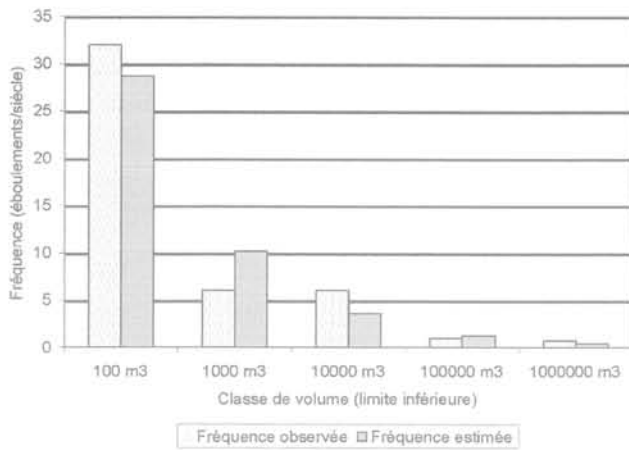
### 3.2

#### Application à l'étude historique de l'agglomération grenobloise

La méthode proposée a été appliquée pour estimer les fréquences moyennes d'éboulement dans les falaises du « Y » Grenoblois. La zone concernée par cette étude historique comprend une centaine de km de falaises dont la hauteur atteint par endroits 400 m. Ces falaises appartiennent aux massifs subalpins de la Chartreuse et du Vercors et sont constituées essentiellement par deux barres de calcaire séparées par des terrains marneux ou marno-calcaires. Le plus souvent,



**FIG. 1** Nombre d'éboulements par siècle de volume  $\geq V$  (agglomération grenobloise).  
Rock fall number, per century, with volume  $\geq V$  (Grenoble District).



**FIG. 2** Fréquences d'écroulements observées et calculées (agglomération grenobloise).  
Observed and estimated rock fall frequencies (Grenoble District).

les bancs sont subhorizontaux et la pente des falaises subverticale.

Un inventaire des écroulements survenus dans l'agglomération a été constitué par le service de Restauration des terrains en montagne de l'Isère (RTM, 1996). Il comporte 105 écroulements répartis sur les quatre derniers siècles (tableau I). Les données concernant les XVII<sup>e</sup>, XVIII<sup>e</sup> et XIX<sup>e</sup> siècles sont, à l'évidence, très fragmentaires, sauf pour les deux classes de volume les plus élevées (0,1 à 10 hm<sup>3</sup>), pour lesquelles les écroulements ont laissé des traces visibles pendant plusieurs siècles. Pour le XX<sup>e</sup> siècle, les volumes inférieurs à 100 m<sup>3</sup> sont manifestement sous-représentés (il y en a moins dans la classe 10-100 m<sup>3</sup> que dans la classe 100-1 000 m<sup>3</sup>) ; ils n'ont donc pas été pris en compte.

D'autre part, pour les deux classes les plus élevées, une période d'un siècle apparaît trop courte pour estimer, même grossièrement, des fréquences d'écroulement. Il apparaît donc que la période d'étude doit être d'autant plus longue que le volume considéré est

important. C'est pourquoi nous avons calculé la fréquence sur les deux derniers siècles pour la classe 0,1 à 1 hm<sup>3</sup> et sur les 4 derniers pour la classe 1 à 10 hm<sup>3</sup>. Les données considérées comme significatives apparaissent en grisé sur le tableau I, ainsi que les fréquences correspondantes pour chacune des classes de volume (fréquences « observées ») et les fréquences cumulées.

La fréquence cumulée  $F_c$  (en nombre par siècle) des écroulements d'un volume supérieur à  $V$  (exprimé en m<sup>3</sup>) a été modélisée par une loi puissance définie par la relation :

$$F_c = 353 V^{-0,45} \quad (4)$$

La droite de régression en coordonnées logarithmiques est représentée sur la figure 1. L'histogramme de la figure 2 représente les fréquences observées sur les périodes d'étude et les fréquences moyennes estimées à partir de la loi puissance.

En admettant que les compartiments rocheux susceptibles de s'écrouler sont nombreux, si leurs probabilités d'écroulement étaient égales, le nombre d'écroulements se produisant en un siècle dans une classe de volume donnée suivrait une loi de Poisson dont la moyenne  $f$  serait une des fréquences estimées précédemment. La probabilité que le nombre d'événements  $N$  soit égal à  $n$  serait alors :

$$P(N = n) = e^{-f} f^n / n! \quad (5)$$

A titre d'exemple, la distribution de probabilité obtenue pour la classe 10 000-100 000 m<sup>3</sup>, dont la fréquence moyenne est d'environ quatre événements par siècle, est représentée sur la figure 3, ainsi que la probabilité qu'il se produise  $n$  écroulements ou plus. La probabilité qu'il se produise plus de sept écroulements est inférieure à 10 % et celle qu'il s'en produise plus de neuf inférieure à 1 %.

## 4

### Étude géomécanique

L'application de la méthode HGP suppose la détection et la hiérarchisation des instabilités potentielles présentes sur la zone couverte par l'inventaire des écroulements connus. De telles études sont pour l'instant rares et souvent liées à des itinéraires routiers ou ferroviaires. Elles devraient cependant se multiplier avec la prise en compte croissante des contraintes d'aménagement à l'échelle intercommunale, comme le montre l'exemple cité au paragraphe 4.1.2.

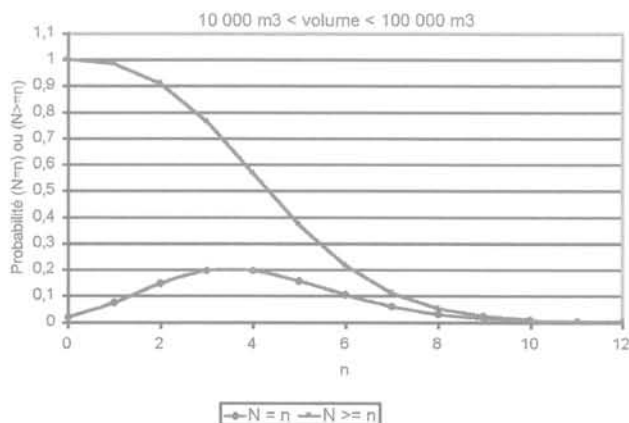
#### 4.1

### Détection et caractérisation des instabilités potentielles

#### 4.1.1

#### Données utiles à la détection des instabilités potentielles

La détection et la caractérisation des instabilités potentielles sur une zone, en vue de leur hiérarchisa-



**FIG. 3** Probabilité d'observer  $n$  ou plus de  $n$  écroulements pour une fréquence moyenne de 4 écroulements par siècle (cas de la classe 10<sup>4</sup>-10<sup>5</sup> m<sup>3</sup> dans l'agglomération grenobloise).  
Probability for  $n$  or more than  $n$  rock falls with a mean frequency of 4 rock falls per century (case of the 10<sup>4</sup>-10<sup>5</sup> m<sup>3</sup> volume class in the Grenoble District).

tion, se fondent sur l'observation de différents types de données :

– la morphologie locale de la falaise (pente, éperons et dièdres ou couloirs, microreliefs...);

Les données géomécaniques, principalement le découpage structural (qui détermine les mécanismes possibles) et les résistances mécaniques de la roche et des discontinuités ;

– les signes d'activité, tels que les indices de mouvement actif (ouverture de fractures, chutes de blocs...), ou les indices de rupture régressive ;

– les données environnementales qui peuvent traduire les sollicitations « extérieures », telles que les possibles pressions hydrauliques, les accélérations sismiques, les cycles de gel-dégel...

#### 4.1.2

### Exemple de l'étude de risque d'éboulement majeur sur l'« Y » grenoblois

Les 140 km de falaises calcaires de l'agglomération grenobloise sont un bon exemple de zone sur laquelle seront bientôt disponibles des études géomécaniques et historiques d'éboulement. En effet, en complément de l'étude historique évoquée au paragraphe 3.2, une étude originale est en cours pour qualifier les aléas d'éboulements majeurs (de l'ordre de  $10^5$  m<sup>3</sup> et plus) sur l'« Y » grenoblois, dans le cadre d'une étude prospective d'aménagement du territoire. Après une phase de test, le groupement en charge de l'étude (Association pour le développement de la recherche sur les glissements de terrain, Centre d'études techniques de l'équipement de Lyon et Laboratoire interdisciplinaire de recherche impliquant la géologie et la mécanique de l'université Joseph-Fourier, Grenoble) a adopté une méthodologie permettant de réaliser l'étude dans le temps disponible tout en assurant une certaine homogénéité du niveau d'exhaustivité entre les différentes zones et les différents équipes ainsi que la traçabilité des informations.

Cette méthode s'appuie principalement, après l'examen des documents existants (cartes géologiques, rapports d'étude antérieurs, photographies aériennes à axe vertical...), sur une couverture photographique spécifique des falaises par des clichés à axe oblique et grande échelle (1/3 000 environ) pris d'hélicoptère. Un cahier des charges strict assure une vision stéréoscopique et une bonne observation du découpage structural quelle que soit la morphologie locale. Ces clichés de détail sont rattachés à une couverture photographique à axe horizontal et perpendiculaire à la paroi d'échelle approximative 1/6 000, qui permet d'estimer correctement les dimensions des structures observées. Ces observations sont ensuite contrôlées et complétées par des visites de terrain, se déroulant sur un faible nombre de jours au regard des zones couvertes.

Les instabilités potentielles détectées seront classées dans trois grandes catégories :

– les aléas qualifiés, qui doivent être pris en compte au vu des informations collectées ;

– les aléas à qualifier, qui nécessitent des investigations supplémentaires ;

– les aléas non qualifiés, dont on peut ne pas tenir compte à une échelle de temps humaine au vu des informations collectées.

## 4.2

### Hierarchisation des instabilités potentielles détectées

#### 4.2.1

#### Pratique actuelle : hiérarchisation par classes

La pratique actuelle consiste à regrouper les instabilités détectées au sein de classes de « même niveau de danger », par exemple fort, moyen et faible dans le cas d'une hiérarchie à trois classes. C'est le point crucial de ces études car il n'existe pas à l'heure actuelle de méthodologie explicite pour guider le chargé d'étude dans sa pondération des différentes informations collectées. Cette hiérarchisation fait donc pour une bonne part appel à l'expérience, sous la forme du « dire d'expert ». Elle reste généralement qualitative faute d'éléments permettant d'établir une quantification du « danger » associé à chaque classe ou faute de pouvoir justifier l'appartenance d'une instabilité potentielle donnée à une classe de danger quantifié.

#### 4.2.2

#### Vers une hiérarchisation quantifiée

Un moyen de quantifier la hiérarchisation des instabilités potentielles détectées serait de mener sur les éboulements connus une étude statistique portant sur la présence ou non des « facteurs de risque » communément évoqués, analogue à celles menées en épidémiologie dans le domaine médical. Le résultat d'une telle étude serait une liste de facteurs de risque jugés statistiquement significatifs et dont le « poids » serait quantifié. A partir de là, l'examen de la présence ou de l'absence de ces différents facteurs sur chaque instabilité potentielle permettrait de calculer leur « risque relatif individuel ». Les instabilités potentielles seraient alors hiérarchisées directement, sans notion de classe, selon leur risque relatif individuel, qui est proportionnel à leur fréquence moyenne d'éboulement (voir l'exemple fictif traité au paragraphe 5).

Différentes méthodes, rétrospectives ou prospectives, existent pour mener à bien ce type d'étude, par rétro-analyse d'une banque de donnée spécialisée portant sur les éboulements réalisés (qu'il convient de constituer), ou par suivi d'une cohorte d'instabilités potentielles. Il est peu réaliste d'espérer mesurer le risque relatif associé à tous les paramètres pris en compte dans une étude géomécanique, mais cette démarche permettra de distinguer les facteurs dont l'influence est statistiquement quantifiable de ceux qui relèvent exclusivement du jugement de l'expert. Cette distinction sera évolutive, à mesure de la progression de l'étude en retour.

Enfin, pour faciliter la comparaison des instabilités potentielles, nous proposons une description par notation selon quatre rubriques. Cette démarche vise également à améliorer la reproductibilité d'une étude et la traçabilité des informations. Les notes obtenues pourront être testées comme « facteurs de risque » dans l'étude en retour mentionnée ci-dessus.

– « Statique » : la stabilité *statique* actuelle sous sollicitations courantes, d'après les observations structurales et géomécaniques réalisées.

– « Dynamique » : l'activité *dynamique* observée, sous forme de déplacements ou d'éboulements partiels (par exemple les chutes de blocs).

– « Aléatoire » : exposition et sensibilité aux facteurs déclenchants *aléatoires* (pluies, séismes) avec une intensité liée à une période de retour normalisée.

– « Continu » : exposition et sensibilité aux facteurs dégradants *continus* modifiant les contraintes (érosion, tectonique, déformations gravitaires...) ou réduisant la résistance (altération...).

Pour chaque rubrique, l'instabilité potentielle recevra une note de 1 à 10, associée à un indice de qualité (a, b, c) qui reflètera la qualité des données disponibles ou leur difficulté d'interprétation. On aboutira alors à une caractérisation synthétique des instabilités potentielles sous la forme suivante (par exemple) : S7a D9a A4b C5c. La grille de caractérisation qui précisera la façon de déterminer chaque indice pour les différents mécanismes d'instabilité est en cours de mise au point dans le cadre d'un projet européen (Interreg 2c, 2001) dont les travaux seront publiés à l'automne 2001.

## 5

# Détermination des probabilités d'éboulement en fonction du temps

### 5.1

#### Exemple fictif

Afin d'envisager l'application de la méthode jusque dans ses dernières conséquences en nous affranchissant des contraintes de discrétion sur les études réelles en cours, nous allons traiter un exemple fictif. Supposons que nous ayons pu mener sur une zone des études historiques et géomécaniques telles que décrites ci-dessus. Nous aurions alors, pour la classe de volume « i » ( $V_{i-1} < V < V_i$ ) :

– une fréquence globale moyenne  $FG_i$ , qui traduit le nombre moyen d'éboulements de cette ampleur attendus sur la zone par unité de temps, par exemple  $FG_i = 4$  par siècle ;

– un groupe d'instabilités potentielles au nombre de  $K_j = 58$ , hiérarchisées de la manière suivante en trois classes ( $j = 3$ ) de risque relatif  $R_j$  homogène (tableau II) : 2 aléas forts, 16 aléas moyens et 40 aléas faibles. Ces risques relatifs  $R_j$  quantifient les différences de niveau de danger entre les différentes classes et sont un des points clés de la méthode proposée. Leur utilisation est illustrée au paragraphe 5.2, leur influence est discutée au paragraphe 5.3 et leur détermination par une étude statistique est évoquée au paragraphe 5.4.

### 5.2

## Détermination des courbes de probabilité d'éboulement en fonction du temps

Notre hypothèse de départ est que, à l'échelle de temps humaine, la probabilité de réalisation d'un éboulement dans une zone non détectée lors de l'étude géomécanique est négligeable devant les probabilités d'éboulement des instabilités potentielles détectées.

De ce fait, le « partage » de la fréquence globale  $FG_i$  se fait entre les  $K_j$  instabilités potentielles détectées de la classe de volume « i », au prorata des risques relatifs  $R_j$  affectés à chaque classe « j » de la hiérarchie. Les fréquences moyennes individuelles sont donc calculées selon la formule :

$$F_{ij} = FG_i \cdot (R_j / \sum_j (K_j \cdot R_j)) \quad (6)$$

On vérifie dans la ligne « Total » que la somme des fréquences moyennes individuelles est bien égale à la fréquence globale moyenne :

$$\sum_j (K_j \cdot F_{ij}) = FG_i \cdot \sum_j (F_{ij} \cdot R_j) / \sum_j (F_{ij} \cdot R_j) = FG_i \quad (7)$$

**TABEAU II** Fréquences individuelles et périodes de retour de la classe de volume « i », avec une pondération 1, 10, 100 pour les trois classes hiérarchiques « j » de l'exemple fictif.

Mean individual frequencies and return periods for the « i » volume class, determined with a 1, 10, 100 hazard weighting for the « j » hierarchical classes of the fictitious example.

Classe : j	Risque relatif : $R_j$	Effectif : $K_j$	Contribution de la classe j ( $K_j \cdot R_j$ )	Fréquences instantanées individuelles $F_{ij}$ et périodes de retour $T_{ij}$
1 (fort)	$R_1 = 100$	$K_{11} = 2$	$K_{11} \cdot R_1 = 200$	$F_{11} = FG_i \cdot R_1 / \sum_j (K_j \cdot R_j)$ $F_{11} = 4 \cdot 100 / 400$ $F_{11} = 1/\text{siècle}$ $T_{11} = 1 \text{ siècle}$
2 (moyen)	$R_2 = 10$	$K_{12} = 16$	$K_{12} \cdot R_2 = 160$	$F_{12} = FG_i \cdot R_2 / \sum_j (K_j \cdot R_j)$ $F_{12} = 4 \cdot 10 / 400$ $F_{12} = 0,1/\text{siècle}$ $T_{12} = 10 \text{ siècles}$
3 (faible)	$R_3 = 1$	$K_{13} = 40$	$K_{13} \cdot R_3 = 40$	$F_{13} = FG_i \cdot R_3 / \sum_j (K_j \cdot R_j)$ $F_{13} = 4 \cdot 1 / 400$ $F_{13} = 0,01/\text{siècle}$ $T_{13} = 100 \text{ siècles}$
Total	–	$\sum_j K_j = K_i = 58$	$\sum_j (K_j \cdot R_j) = 400$	$\sum_j (K_j \cdot F_{ij}) = 2 \cdot 1 + 16 \cdot 0,1 + 40 \cdot 0,01 = 4$ par siècle = $Fg_i$

Une fois déterminée la fréquence moyenne individuelle d'un membre de la classe « j », on en déduit sa pseudo-période de retour (Fig. 4) :

$$T_{ij} = 1/F_{ij} \quad (8)$$

En supposant, comme pour les séismes, que le processus d'occurrence stochastique des éboulements est stationnaire et défini par cette pseudo-période de retour, et en faisant l'hypothèse que la distribution de Poisson décrit correctement ce processus, on obtient la courbe (probabilité individuelle/délai) caractéristique de chacune des classes hiérarchiques  $j = 1, 2$  et  $3$  par l'équation 4 (Fig. 4). On pourra alors bâtir pour chaque

instabilité potentielle tous les couples (délai/probabilité) souhaités.

$$P_{ij}(t) = 1 - \exp(-t/T_{ij}) \quad (9)$$

La première application numérique (tableau II, Fig. 4) est réalisée en adoptant un ordre de grandeur de différence entre les risques relatifs associés aux trois classes hiérarchiques :  $R_1 = 100, R_2 = 10, R_3 = 1$ . On obtient respectivement une période de retour (ou « espérance de vie ») de 1, 10 et 100 siècles pour les trois classes de risque, qui correspondent respectivement à des probabilités d'éboulement de 39,5, 4,9 et 0,5 % dans un délai de 50 ans par exemple.

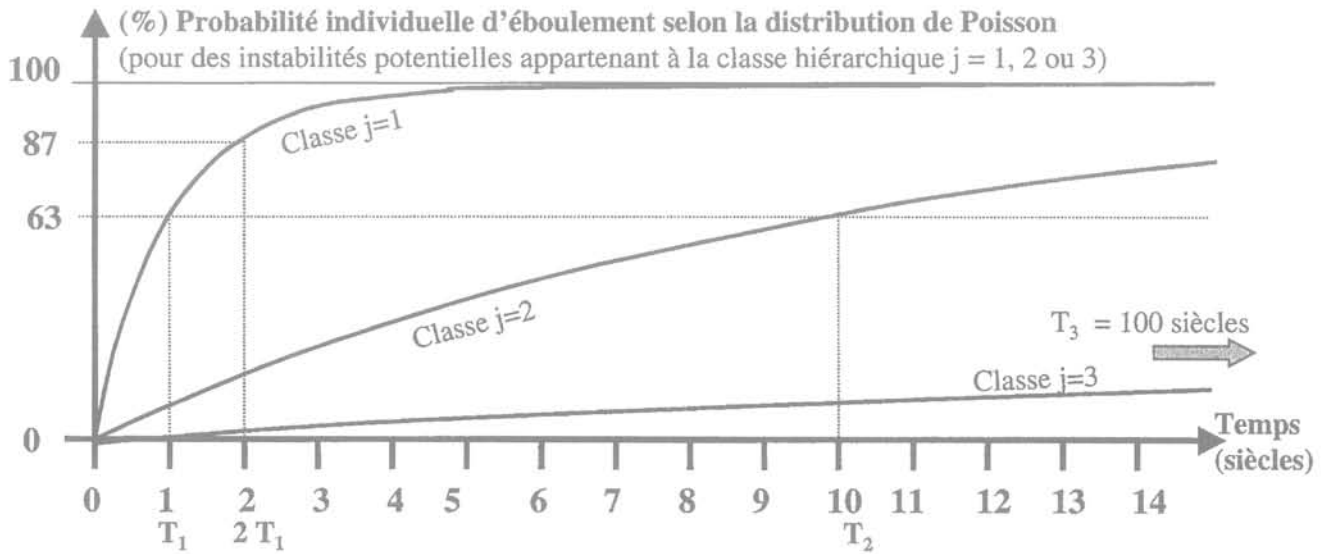


FIG. 4 Construction des courbes (probabilités/ délais) pour les trois classes hiérarchiques « j » de la classe de volume « i » de l'exemple fictif.  
Construction of the probability-versus-time curves for each « j » hierarchical class of the « i » volume class of the fictitious example.

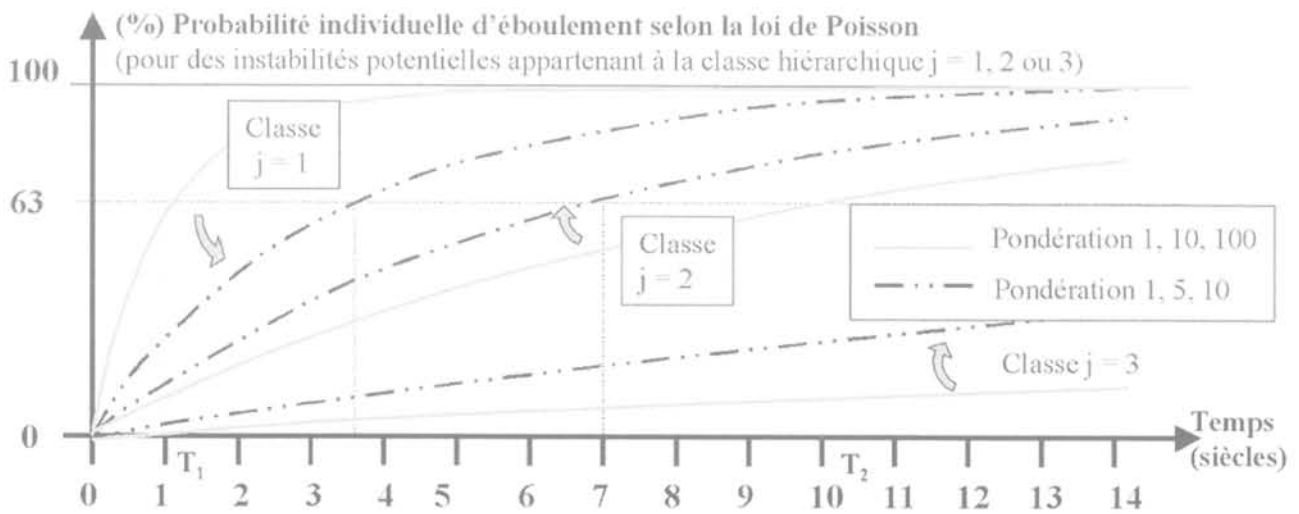


FIG. 5 Influence de la pondération choisie pour les classes hiérarchiques « j » sur les courbes probabilité/délai de la classe de volume « i ». Comparaison entre 1, 10, 100 et 1, 5, 10.  
Influence of the hazard weighting chosen for « j » the hierarchical classes. Comparison between 1, 10, 100 and 1, 5, 10.

TABLEAU III

**Fréquences individuelles et périodes de retour de la classe de volume « i », avec une pondération 1, 5, 10 pour les trois classes hiérarchiques « j ».**

Mean individual frequencies and return periods for the « i » volume class, determined with a 1, 5, 10 hazard weighting for the « j » hierarchical classes of the fictious example.

Classe : j	Risque relatif : $R_j$	Effectif : $K_j$	Contribution de la classe j ( $K_j \cdot R_j$ )	Fréquences instantanées individuelles $F_{ij}^*$ et périodes de retour $T_{ij}^*$
1 (fort)	$R_1^* = 10$	$K_1 = 2$	$K_1 \cdot R_1^* = 20$	$F_{11}^* = FG_1 \cdot R_1^* / \sum_j (K_j \cdot R_j^*)$ $F_{11}^* = 4,10/140$ $F_{11}^* = 0,286/\text{siècle}$ $T_{11}^* = 3,5 \text{ siècles}$
2 (moyen)	$R_2^* = 5$	$K_2 = 16$	$K_2 \cdot R_2^* = 80$	$F_{12}^* = FG_1 \cdot R_2^* / \sum_j (K_j \cdot R_j^*)$ $F_{12}^* = 4 \cdot 5 / 140$ $F_{12}^* = 0,143/\text{siècle}$ $T_{12}^* = 7 \text{ siècles}$
3 (faible)	$R_3^* = 1$	$K_3 = 40$	$K_3 \cdot R_3^* = 40$	$F_{13}^* = FG_1 \cdot R_3^* / \sum_j (K_j \cdot R_j^*)$ $F_{13}^* = 4 \cdot 1 / 140$ $F_{13}^* = 0,029/\text{siècle}$ $T_{13}^* = 35 \text{ siècles}$
Total	-	$\sum_j K_j = K_1 = 62$	$\sum_j (K_j \cdot R_j^*) = 140$	$\sum_j (K_j \cdot F_{ij}^*) = 2 \times 0,286 + 16 \times 0,143 + 40 \times 0,029 = 4 \text{ par siècle} = FG_1$

## 5.3

### Influence de la pondération adoptée pour les classes hiérarchiques d'aléa

Le choix d'une pondération avec un ordre de grandeur d'écart entre les risques relatifs de deux classes hiérarchiques consécutives entraîne un ordre de grandeur d'écart entre les pseudo-périodes de retour des instabilités potentielles de ces classes, ce qui se traduit par des courbes probabilités/délais très espacées. L'exemple du tableau III et de la figure 5, montre qu'avec une pondération (1, 5, 10) des risques relatifs des trois classes hiérarchiques, les courbes de (probabilité/délai) sont beaucoup plus proches. Surtout, pour les instabilités potentielles de la classe  $j = 1$  (« aléa fort »), la prévision pour un délai  $\Delta t = 1$  siècle est totalement modifiée, puisqu'elle passe de 63 à 25 % de pro-

babilité de réalisation (selon la distribution de Poisson, pour  $\Delta t = T$  et  $\Delta t = T/3,5$ ).

L'influence de cette pondération arbitraire pourra à l'avenir être évitée si une étude statistique des facteurs de risque réussit à quantifier le risque relatif associé à différents facteurs et si la hiérarchisation est directement déduite du risque relatif total de chaque instabilité potentielle (voir paragraphe 5.2.2). C'est une condition nécessaire d'applicabilité de la méthode exposée, vu l'influence de la pondération hiérarchique sur les résultats.

## 5.4

### Nature évolutive de la prévision

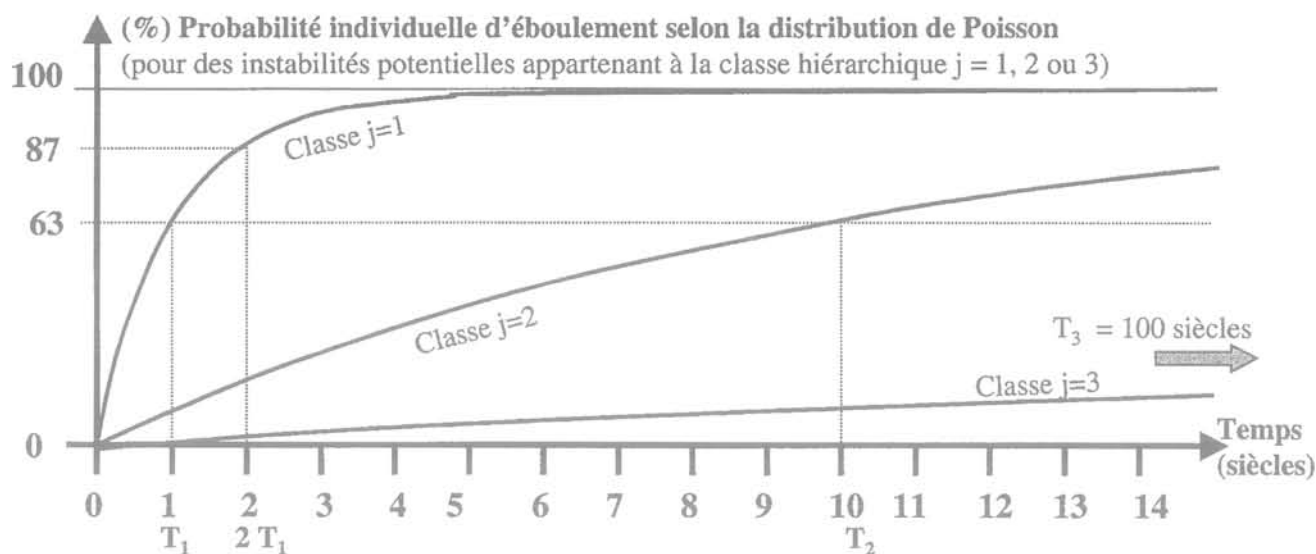
Si une instabilité potentielle s'éboule, en vertu de l'hypothèse de stabilité du taux d'éboulement, il faut

TABLEAU IV

**Effectifs des classes hiérarchiques « j » dans la classe de volume « i » et nouvelles périodes de retour estimées en cas d'éboulement d'une seule (scénario Sc1) ou des deux (scénario Sc1\*1) instabilités potentielles les plus dangereuses.**

New return periods for the « i » volume class, determined with a 1, 10, 100 hazard weighting for the « j » hierarchical classes, if one (scenario Sc1) or two (scenario Sc1\*1) of the two most dangerous potential instabilities of the fictious example have fell down.

Scénario	Classe j = 1		Classe j = 2		Classe j = 3	
	Eff.	Fréquence indiv. et période de retour	Eff.	Fréquence indiv. et période de retour	Eff.	Fréquence indiv. et période de retour
Initial	2	$F_{11} = FG_1/4$ = 1 par siècle $T_{11} = 100 \text{ ans}$	16	$F_{12} = FG_1/40$ = 0,1 par siècle $T_{12} = 1000 \text{ ans}$	10	$F_{13} = FG_1/400$ = 0,01 par siècle $T_{13} = 10000 \text{ ans}$
Sc 1	1	$(F_{11})' = FG_1/3$ = 4/3 par siècle $T_{11}' = 75 \text{ ans}$	16	$(F_{12})' = FG_1/30$ = 4/30 par siècle $T_{12}' = 750 \text{ ans}$	10	$(F_{13})' = FG_1/300$ = 4/300 par siècle $T_{13}' = 7500 \text{ ans}$
Sc 1*1	0	-	16	$(F_{12})'' = FG_1/20$ = 0,2 par siècle $T_{12}'' = 500 \text{ ans}$	10	$(F_{13})'' = FG_1/200$ = 0,02 par siècle $T_{13}'' = 5000 \text{ ans}$



**FIG. 6** Modification des prévisions (probabilité/délai) pour la classe de volume « i » selon différents scénarios d'éboulements.  
 Modification of the probability-versus-time curves if one (scenario SC1) or two (scenario SC1\*1) of the two most dangerous detected potential instabilities (fictious example) have fell down.

réaliser une nouvelle « prévision » suivant les mêmes règles, pour répartir la fréquence moyenne individuelle du compartiment éboulé entre les instabilités potentielles restantes, toujours au prorata des risques relatifs de leurs classes hiérarchiques respectives. Toutes les fréquences moyennes individuelles s'en trouvent donc systématiquement augmentées.

Dans notre exemple fictif, on peut distinguer trois scénarios d'évolution de la prévision par éboulement d'une instabilité potentielle (tableau IV et Fig. 6), selon que celle-ci appartient à la classe 1 (scénario 1, il faut répartir une contribution importante, par exemple  $FG/4$ , la prévision est fortement modifiée), à la classe 2 (scénario 2, il faut répartir une contribution modeste, par exemple  $FG/40$ , la prévision est peu modifiée) ou à la classe 3 (scénario 3, il faut répartir une contribution très faible, par exemple  $FG/400$ , la modification de la « prévision » est négligeable).

Il est intéressant de noter que, lorsque les deux instabilités potentielles classées en « aléa fort » (qui « monopolisent » la moitié de la fréquence globale) seront ébouées, la fréquence moyenne individuelle des instabilités potentielles restantes sera multipliée au moins par deux (ou plus si d'autres éboulements ont eu lieu). C'est le scénario 1\*1, dans lequel on a « coupé les deux arbres qui cachaient la forêt ».

Ce scénario souligne le caractère de bon sens lié à la révision des prévisions. En effet, dans la réalité, une fois les deux instabilités potentielles les plus marquantes ébouées, si on attend toujours 4 éboulements par siècle dans la classe de volume « i », la méfiance envers les instabilités potentielles initialement classées en « aléa moyen » va naturellement augmenter. Parallèlement, le classement initialement homogène en « aléa moyen » de ces 16 instabilités potentielles pourra être revu en fonction de nouvelles connaissances rendues possibles par l'évolution des priorités d'étude.

D'une manière générale, la « prévision » doit être revue dès qu'une modification quelconque affecte les données du problème : changement d'hypothèse sur le

taux d'ébouement global ou modification de la hiérarchie des instabilités potentielles.

Ce dernier type de modification peut avoir plusieurs causes : ébouement d'une instabilité détectée (cas traité ci-dessus), détection d'une nouvelle instabilité potentielle, changement de classe d'une instabilité potentielle (dû à l'apparition de signes d'activités non connus auparavant ou à de nouvelles investigations).

Contrairement à l'influence de la pondération, analysée au paragraphe précédent, cette nécessité de révision de la « prévision » au cours du temps, en fonction des événements réalisés, ne doit pas être considérée comme une faiblesse momentanée de la méthode. Il s'agit au contraire d'un caractère intrinsèque fondamental, en accord avec une « culture du risque » bien comprise. Son acceptation par les destinataires des études et le public exigera néanmoins probablement de grands efforts d'explication.

## 6

### Conclusion

#### 6.1

#### Cadre méthodologique

Pour une bonne gestion du risque induit par les éboulements, il est souhaitable que les instabilités potentielles détectées lors d'une étude soient qualifiées par leur probabilité d'ébouement pour différents délais pertinents pour l'aménageur. Les méthodes mécaniques, basées sur l'étude de la stabilité, se heurtent à la méconnaissance de l'évolution temporelle des paramètres de calcul.

La méthode HGP (historique, géomécanique et probabiliste) proposée permet de progresser vers une quantification rationnelle de la probabilité d'éboule-



ment d'une instabilité potentielle en fonction du délai. Elle nécessite la réalisation de deux études distinctes sur une large zone englobant l'instabilité locale étudiée : un inventaire d'éboulements historiques et une hiérarchisation des instabilités détectées dans chaque classe de volume.

La méthode HGP consiste à croiser ces deux types d'informations pour obtenir une estimation des périodes de retour des différentes instabilités potentielles détectées, et à en déduire, par l'hypothèse d'un processus Poissonien, leur courbe de probabilité d'éboulement en fonction du temps.

Il est intéressant de noter que si la méthode HGP paraît plus adaptée à la prise en compte de la dimension temporelle (dérivée de l'inventaire historique) des phénomènes naturels que les méthodes mécaniques, ces dernières sont seules capables d'estimer l'augmentation locale de probabilité de rupture liée à une modification des conditions de stabilité (éboulement partiel, travaux...). Dans ce cas, il pourra être judicieux de coupler les deux approches.

## 6.2

### Nature évolutive de la « prévision »

Il est essentiel de garder à l'esprit que la courbe de probabilité « individuelle » d'éboulement en fonction du temps n'est rien d'autre que la projection de la « fréquence moyenne de rupture » estimée avec les données décrites ci-dessus. Puisqu'elles sont obtenues par répartition proportionnelle d'une fréquence globale moyenne parmi la population des instabilités potentielles détectées, les fréquences individuelles moyennes ne sont pas indépendantes. De ce fait, tout changement de l'une des données entraîne nécessairement une révision complète des fréquences individuelles. Cette révision sera d'autant plus importante que le changement affecte un élément de fort poids relatif. Les causes possibles d'un tel changement sont multiples : changement de fréquence globale moyenne par révision de l'étude historique, éboulement d'une des instabilités potentielles, changement du classement hiérarchique du fait de connaissances nouvelles, détection de nouveaux aléas...

Cet aspect « dynamique » de l'évaluation est essentiel, intrinsèque à ce type d'étude, et l'organisation de l'information doit être conçue en fonction de cette contrainte majeure : traçabilité des informations, transparence des modes de « détection-caractérisation-hiérarchisation » des instabilités potentielles et actualisation des résultats.

## 6.3

### Développements et axes de recherche

Le cadre méthodologique permettant une certaine quantification de la probabilité d'éboulement en fonction du temps pour des instabilités potentielles a été précisé. Les exemples concrets fournis montrent que les données nécessaires sont accessibles, bien que plusieurs améliorations soient à apporter à leur acquisition et à leur traitement.

La première amélioration concerne l'estimation des taux d'éboulement, pour laquelle il convient d'étoffer les premières données disponibles, afin de valider les lois puissance observées et étudier la transposabilité des taux calculés sur une zone vers une partie de celle-ci. Cette recherche pourra comprendre d'une part des analyses d'archives (inventaires d'éboulements existants, traces morphologiques...) et d'autre part l'enregistrement de l'activité actuelle de certaines parois.

L'autre domaine d'amélioration concerne la caractérisation des instabilités potentielles, que nous tentons actuellement de rendre plus précise et homogène grâce à une grille de caractérisation. Elle est en cours de validation et fera l'objet d'une communication ultérieure.

Mais l'applicabilité même de la méthode est avant tout liée à un progrès radical de la hiérarchisation des instabilités potentielles, dont la quantification rationnelle exige une étude statistique des « facteurs de risque » à partir d'une banque de données sur les éboulements. Ce point est crucial et représente un effort important de recherche et de traitement de données, auquel différents services institutionnels sont appelés à collaborer.

## Bibliographie

- Amitrano D., Grasso J.R., Hantz D. – « From diffuse to localised damage through elastic interaction ». *Geophysical Research Letters* vol. 26, n° 14, 1999, p. 2109-2112.
- Azimi C., Desvarreux P. – « Quelques aspects de la prévision des mouvements des terrains ». *Revue Française de Géotechnique* n° 76, 1996, p. 63-71.
- Cherubini C., Giasi C.I., Cucchiara L. – « Probabilistic analysis of slope stability in rocks ». *6th International Symposium on Landslides*, Christchurch, Balkema, vol. 1, 1992, p. 361-366.
- Couture R. – « Contribution aux aspects mécaniques et physiques des écoulements rocheux ». Thèse. Département de Génie géologique, Université de Saint-Foy, Québec, Laval, 1998.
- CFG – Caractérisation et cartographie de l'aléa dû aux mouvements de terrain. Laboratoire central des ponts et chaussées, 2000, 91 p.
- Descoedres F., Zimmermann Th. – « Three-dimensional dynamic calculation of rockfalls ». *6th International Congress on Rock Mechanics*, Montréal, Balkema, 1987.
- Dussauge C., Grasso J.R., Helmstetter A. – « Statistical analysis of rockfall patterns ». Article soumis à *J. Geophysical Research* 2001.
- Glaw U., Lotter M. – « Time prediction of rockslope failures based on monitoring results ». *7th International Symposium on Landslides*, Trondheim, Norway, Balkema, 1996.
- Grasso J.R., Sornette D. – « Testing self-organized criticality by induced seismicity ». *J Geophysical Research* vol. 103, n° B12, 1998, p. 29965-29887.
- Gardner J. – « Rockfall : a geomorphic process in high mountain terrain ». *The Albertan Geographer* vol. 6, 1970, p. 15-20.
- Hungr, Evans O., Hazzard S.G.J. – « Magnitude and frequency of rock falls along the main transportation corridors of south western British Columbia ». *Canadian Geotechnical J.* vol. 36, 1999, p. 224-238.
- Interreg 2c – « Prévention des instabilités de falaises ». Pôle grenoblois d'études et de recherche sur les risques naturels, Grenoble. A paraître (oct. 2001).
- Lahaie F., Grasso J.R. – « A fluid-rock interaction cellular automaton of volcano mechanics : application to the Piton de la Fournaise ». *J. Geophysical Research* vol. 103, n° B5, 1998, p. 9637-9649.
- Noever D.A. – « Himalayan sandpiles ». *Physical Review*, vol. 47, 1993, p. 724-725.
- RTM – « Inventaire des mouvements rocheux, Secteur de l'Y grenoblois ». Rapport du Service de restauration des terrains en montagne de l'Isère, Grenoble, France, 1996.
- Rochet L. – « Développement des modèles numériques dans l'analyse de propagation des éboulements rocheux ». *6th International Congress on Rock Mechanics*, Montréal, Canada, Balkema, vol. 1, 1987, p. 479-484.

# Cartographie de l'aléa mouvements de terrain par analyse statistique sous SIG

**E. LEROI**

BRGM  
Service Aménagement  
et Risques naturels  
13009 Marseille  
e.leroi@brgm.fr

**J.-L. FAVRE  
S. REZIG**

LMSSMat UMR 8795  
École centrale de Paris  
92295 Châtenay-Malabry  
favre@mss.ecp.fr

## Résumé

L'aléa « glissement de terrain » est cartographié à partir de facteurs qualitatifs permanents déjà observés. On travaille à l'aide d'un système d'information géographique (SIG) sur une zone d'apprentissage où des glissements ont été recensés. Les observations étant très disparates et volumineuses, l'application de méthodes statistiques classique d'analyse de données pose des problèmes qui sont résolus grâce à des recodages et à la pondération des observations. Des critères scientifiques (pouvoir explicatif du modèle) mais également économiques (coût de réalisation de l'étude) permettent de sélectionner les facteurs explicatifs à retenir.

*Mots-clés* : mouvements de terrain, cartographie, SIG, analyse statistique.

## Statistical analysis based landslides hazard mapping using GIS

## Abstract

Landslide hazard mapping is based on already observed permanent qualitative factors. Work is done under geographic information system (GIS) starting from training areas where landslides have been observed. The observations are very unbalanced and voluminous, and therefore the use of data analysis classical statistical methods rises problems which are solved through recoding and observation weighting. Mathematical criteria (model efficiency) as well as economic criteria (cost of the study) can be mixed to select the explaining factors to be retained.

*Key words* : landslides, mapping, GIS, statistical analysis.

## Introduction

Les mouvements de terrain sont l'un des phénomènes géodynamiques les plus répandus dans le monde (Antoine, 1990). Ils présentent des mécanismes divers et complexes allant des chutes de blocs et écroulements rocheux, aux glissements de terrain et aux écoulements, en passant par le fauchage, les affaissements, les tassements avec ou sans dilatance. Au même titre que les autres risques naturels, mais de façon moins spectaculaire, leurs manifestations sont lourdes de conséquence avec plusieurs milliers de morts et plusieurs dizaines de millions de dollars de dégâts, dans le monde par an (Brabb, 1991). Aussi les décisions de prévention doivent résulter d'une analyse complète et la plus quantitative possible du risque tant pour caractériser l'aléa des sites et le réduire (méthodes actives) que pour caractériser leur vulnérabilité et la réduire (méthodes passives). Ainsi, les principaux Risques Naturels localisés font l'objet d'une tentative de formalisation par modélisation statistique (Favre *et al.*, 1998).

La difficulté d'une telle modélisation probabiliste pour les mouvements de terrain (MVT) tient tout d'abord à sa composante « vulnérabilité » (fonction définissant le pourcentage de dommage subi par un bien exposé à un mouvement de terrain d'intensité donnée) dont les études sont à l'état de balbutiement. Elle tient ensuite au grand nombre de facteurs causaux, qu'il s'agisse des facteurs permanents à évolution lente, jouant sur l'importance des phénomènes ou des facteurs déclenchants à évolution rapide, jouant sur l'occurrence des phénomènes. Le rôle de certains facteurs indirects, caractérisant qualitativement des états de la nature, est souvent mal défini. Enfin les mouvements de terrain sont des phénomènes variés et diffus, et les échantillons utilisés pour réaliser des statistiques ne sont pas toujours suffisants ou représentatifs (Terrier *et al.*, 1993).

Trois approches principales ont été développées pour cartographier le risque MVT, malgré ces difficultés :

- l'approche par expertise sans règles préétablies (par exemple : Champetier de Ribes, 1987 ; Choubey *et al.*, 1991) et avec règles préétablies (par exemple : Chang, 1991 ; Mompelat, 1994). C'est l'approche naturaliste conduisant à une appréciation qualitative. C'est l'approche la plus répandue ;

- l'approche par statistiques univariées (par exemple : Malatrait *et al.*, 1977 ; Focardi et Garzonio, 1988) et multivariées (par exemple : Neuland, 1976 ; Barros *et al.*, 1991 ; Leroi *et al.*, 1993). C'est une approche naturaliste mais quantifiée grâce à l'observation des mouvements sur une zone d'apprentissage. C'est une approche en pleine expansion ;

- l'approche analytique probabiliste (par exemple : Chowdhury, 1984 ; Cherubini *et al.*, 1988). Elle nécessite un modèle analytique des phénomènes et la fonction de densité de probabilité conjointe des variables du modèle. Elle est très difficile à appliquer pour les versants naturels.

## Le but recherché

On veut répondre ici à un besoin très pratique d'aménagement du territoire pour l'établissement de

plans de prévention des risques (PPR). L'étude concerne les glissements de terrain (GT). On cherche une méthodologie pour établir des cartes économiques et faciles à utiliser avec les décideurs. On veut cartographier la probabilité d'avoir un glissement sur un site bien défini, si un événement déclenchant (séisme, fort épisode pluviométrique, action anthropique, etc.) venait à se produire. On analyse, sur une zone d'étude ou zone d'apprentissage, les glissements existants et leurs causes permanentes possibles.

L'intérêt de cette approche est :

- qu'elle traite des facteurs permanents qualitatifs généralement plus riches phénoménologiquement que des modèles analytiques forcément simplifiés ;

- que ces facteurs sont en général cartographiés dans le monde entier contrairement aux variables quantitatives ;

- que la variabilité des facteurs est prise en compte par des modalités ;

- que mouvements de terrain et facteurs permanents sont observés ;

- que la probabilité des événements déclenchants étudiée par ailleurs (autres risques naturels) peut être prise en compte *in fine*.

Il s'agit dès lors de modéliser la susceptibilité aux mouvements de terrain en se basant sur les observations de terrain, l'objectif consistant à définir les variables du modèle à partir des facteurs de causalité. Le modèle adopté est un modèle additif simple (Lebart *et al.*, 1980) : selon ce modèle additif (1), la probabilité de glissement en un point est égale à la probabilité moyenne sur toute la zone d'apprentissage à laquelle on ajoute ou retranche un terme correctif (contribution) dépendant des modalités de chaque facteur. On précise que, par facteur, la somme des termes correctifs est nulle.

$$Pf_{ij..} = m + a_i(A) + b_j(B) + \dots + e_{ij..} \quad (1)$$

avec :  $\sum_i a_i = \sum_j b_j = \dots = 0$

$$\sum_{ij..} e_{ij..} = 0$$

où :  $Pf_{ij..}$  : la probabilité conditionnelle de glissement, observée ;

$m$  : le terme moyen, estimé ;

$a_i$  : la contribution de la  $i^{\text{e}}$  modalité du facteur A, estimée ;

A, B, etc. : les facteurs, observés ;

$e_{ij..}$  : le résidu, minimisé.

Chaque facteur est cartographié sous Système d'information géographique (SIG), un polygone représentant chaque modalité. Les variables continues comme le facteur « pente de versant » sont découpées en classes et les variables dichotomiques, telles que le facteur « réseau hydrographique », en présence-absence. Toutes les cartes sont croisées constituant ainsi des polygones dits élémentaires, homogènes, réalisation conjointe d'une modalité de chacun des facteurs. Ces polygones élémentaires sont ensuite croisés avec la carte des glissements de terrain (Fig. 1). On détermine ainsi la susceptibilité aux glissements de terrain comme le pourcentage de la surface correspondant à des glissements pour chaque polygone élémentaire.

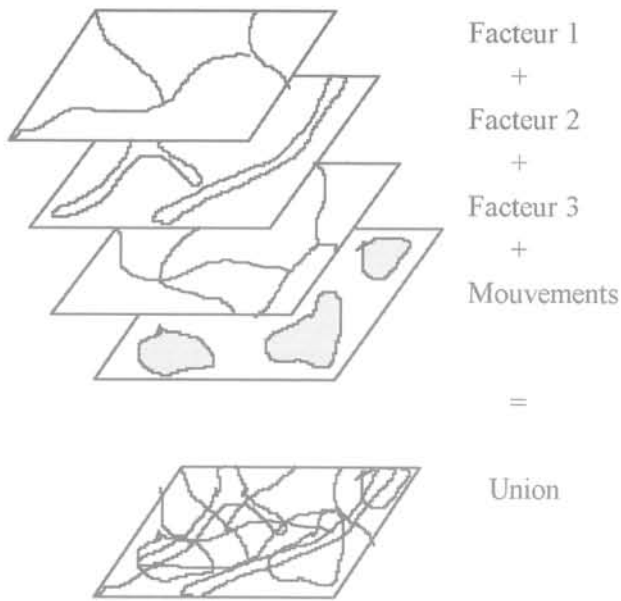


FIG. 1 Polygones élémentaires et susceptibilité.  
Elementary polygons and susceptibility.

On considère que ce pourcentage, rapport de la surface glissée à la surface totale du polygone élémentaire est une fréquence relative ( $k$  surfaces élémentaires glissées sur  $n$  surfaces possibles) qui tend vers une probabilité conditionnelle, sachant qu'un facteur déclenchant s'est produit.

Pour remédier à certains problèmes que pose cette approche, nous avons sommé tous les polygones élémentaires de même nature. On obtient ainsi une sus-

ceptibilité moyenne ; on a tendance ainsi à lisser les phénomènes.

3

## La zone d'apprentissage et les facteurs étudiés

3.1

### Contexte géologique

La zone d'apprentissage est une partie (environ 30 km sur 15 km) de la dépression du Trièves dans les Alpes françaises, déjà cartographiée par le BRGM dans le cadre du rapport Rivet (1993). C'est l'affleurement d'une épaisse série de marnes sombres (terres noires) avec des alternances, vers le haut, de calcaires argileux et de marnes couronnées de bancs calcaires massifs du Jurassique supérieur. Les affleurements sont discontinus sous la couverture quaternaire pouvant atteindre par endroits 300 m d'épaisseur et composée :

- d'un vaste manteau d'argiles lacustres litées fréquemment surmonté de moraines ;
- d'alluvions sensibles à l'érosion ;
- de formations de versants.

Cette configuration est héritée de l'histoire glaciaire plus particulièrement du Würm. Les instabilités sont fortes (15 % de la surface étudiée) et dues principalement aux argiles litées très sensibles à l'eau et aux terres noires du Callovo-Oxfordien, très sensibles à l'érosion.

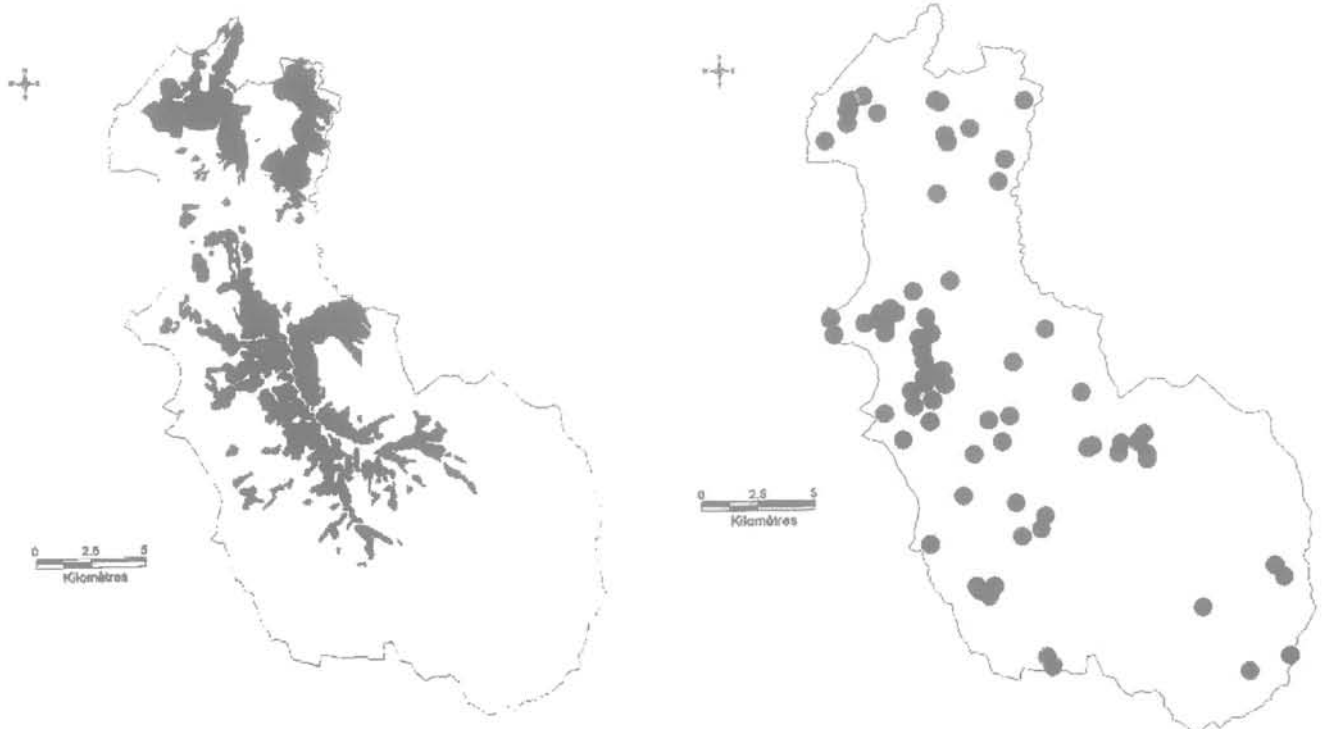


FIG. 2 Mouvements de terrain. a) fichier INVI ; b) nouvelle cartographie.  
Landslides maps. a) INVI data file ; b) new mapping.

## Les outils cartographiques

Les différentes cartographies des facteurs étudiés ont été faites sous les SIG :

- Arcinfo, en mode « vecteurs » pour les couvertures telles que la géologie, végétation, etc. ;
- Synergis, (développé par le BRGM) en mode « raster » pour les images telles que les données des modèles numériques de terrains (MNT) ;
- Mapinfo, pour les sorties cartographiques.

**TABLEAU IA** Modalités du facteur « géologie ». « Geologic » factor modalities.

Ag	argiles litées
C	calcaires
Cm	calcaires et marnes
e1	éboulis vifs, actuels
e2	éboulis argileux, quaternaires
f1	alluvions meubles
f2	alluvions hétérométriques parfois cimentées
g	moraines glaciaires
m	marnes
s	quaternaire indifférencié

**TABLEAU IB** Nouvelles modalités du facteur « végétation ». New « vegetation » factor modalities.

Fa	forêts anciennes
Fr	forêts de recolonisation post-culturelle
Fc	forêts recolonisation sur glissements
sf	pas de couvert forestier

**TABLEAU IC** Modalités facteur « pente du versant ». « Side slope » factor modalities.

m1	pentés faibles (de 0° et 10°)
m2	pentés moyennes (de 10° à 20°)
m3	pentés fortes (de 20° à 30°)
m4	pentés très fortes (de 30° à 40°)
m5	pentés abruptes (> 40°)

## La base de données et le recodage

*Les glissements de terrain* : extraits de la base INVI du BRGM, ils étaient donnés par leur centre (parfois seulement le centre de la commune où ils ont eu lieu) et un rayon d'action constant de 500 m. Une nouvelle cartographie a dû être faite au 1/25 000, basée sur la photo-

interprétation, les observations de terrains, l'analyse des études antérieures, l'avis d'experts (Fig. 2a et b).

Les facteurs causaux : sept facteurs ont été retenus, dont deux « géologie » et « pente de versant » directement liés aux glissements de terrain, les cinq autres étant à tester :

1) *la géologie* : extraite de quatre cartes géologiques du BRGM au 1/50 000 et structurée sous Arcinfo, elle comportait cent notations. Celles-ci ont été considérablement réduites par faciès (dix modalités cf. tableau Ia) ou par classes lithologiques (huit modalités) ;

2) *la végétation* : extraite de la carte des peuplements forestiers de l'IFN au 1/5 000 et structurée sous Arcinfo, elle comptait douze modalités pour les premières analyses. Après discussions avec les experts du CEMA-GREF, elles ont été ramenées à quatre (tableau Ib) ;

3) *le réseau hydrographique* : c'est un réseau encaissé pouvant favoriser des glissements au niveau des berges. Seul le réseau pérenne a été retenu avec une zone d'influence de 50 m de part et d'autre du tracé (bufferisation). Il est extrait des fonds topographiques IGN au 1/25 000 et bufferisé sous Arcinfo avec deux modalités : pas de réseau – réseau à moins de 50 m ;

4) *le réseau de failles* : extrait des cartes géologiques du BRGM au 1/50 000 et bufferisé (25 m) sous Arcinfo, il compte deux modalités : pas de faille – faille à moins de 25 m ;

5) *la pente de versant* : extrait du MNT de l'Isère, il a été structuré sous Synergis et compte cinq classes (tableau Ic).

Le pendage des terrains du substratum : extrait des cartes géologiques du BRGM au 1/50 000 et comportant trente-deux modalités, il a été divisé en deux facteurs dont on ignore le rôle exact :

6) *l'orientation des couches* à sept modalités : Est, Nord, Nord-Est, Nord-Ouest, Sud, Sud-Est, Ouest ;

7) *le pendage moyen du substratum* à cinq modalités comme « pente de versant » ;

7 bis) *la structure* : il comporte deux modalités : structure conforme (les couches ont la même orientation que le versant) – structure non conforme (les couches n'ont pas la même orientation que le versant).

## Analyse des observations

### Analyse des facteurs : indépendance et plan très déséquilibré

Sur les 84 000 combinaisons possibles d'une des modalités de chacun des sept facteurs, nous disposons de 3 043 observations (c'est-à-dire de regroupements de polygones élémentaires de même nature), mais ayant des surfaces très différentes. Afin de mieux juger des déséquilibres éventuels, nous avons examiné pour chaque facteur la répartition surfacique de ses modalités ainsi que la susceptibilité de chacune. Ainsi, les différentes modalités de la géologie sont bien représentées (Fig. 3) mais une modalité, les argiles litées, présente un très fort pourcentage de surfaces glissées (Fig. 4). En revanche, certains facteurs sont très désé-

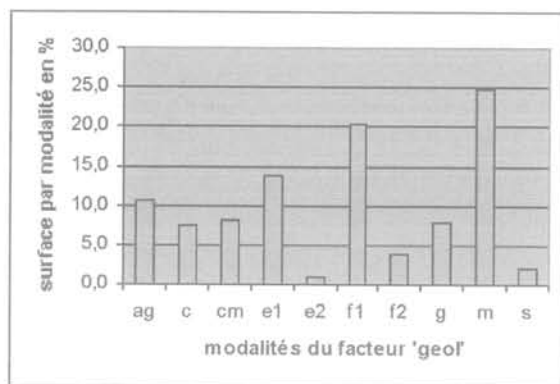


FIG. 3 Répartition surfacique de la géologie par modalité.  
Geology surface distribution.

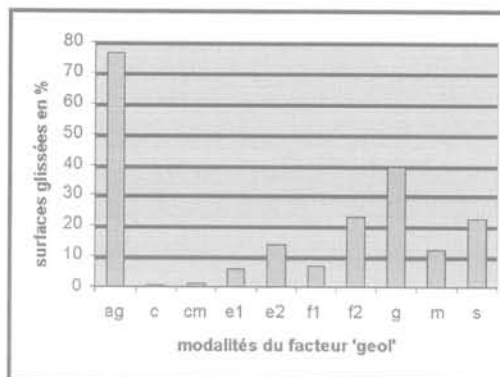


FIG. 4 Susceptibilité de la géologie par modalité.  
Geology susceptibility.

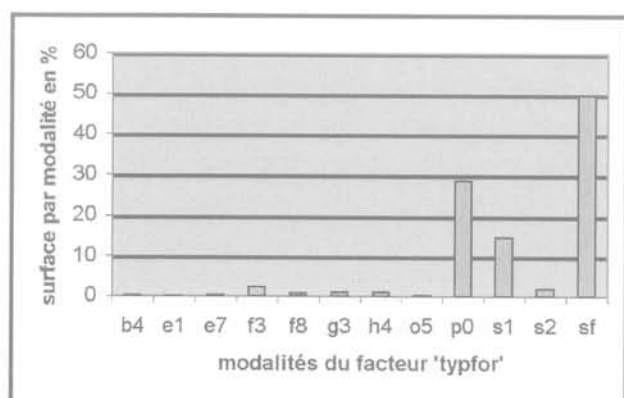


FIG. 5 Répartition surfacique de la végétation par modalité.  
Vegetation surface distribution.

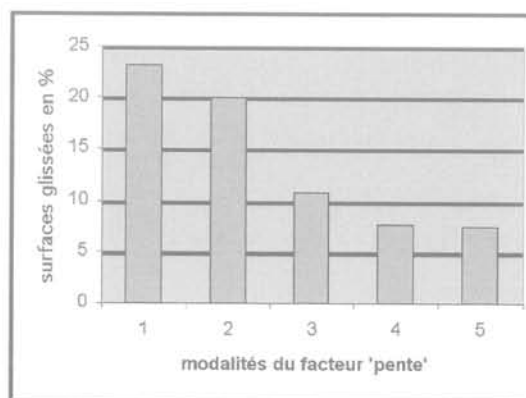


FIG. 6 Susceptibilité des pentes de versant par modalité.  
Side slope susceptibility.

quilibrium like vegetation (Fig. 5), suggesting groupings; certain susceptibilities are paradoxical like those of side slopes (Fig. 6), suggesting very particular geological contexts (clayey soils in movement on slopes of 6° to 8°) or strong correlations between factors playing in reverse. Also a bidimensional analysis has been carried out either graphically, or by statistical analysis of the contingency table (Saporta, 1990). It is noteworthy that the different factors are *a priori* independent.

#### 4.2

### Analyse de la susceptibilité : pondération de l'échantillon

There are large imbalances in the surface realizations of the modalities of each factor. In order for an observation on a small surface not to have the same weight as that on a large surface, each susceptibility has been weighted. Forty percent of the surfaces are inferior to 600 x 600 m<sup>2</sup> or 0.1 % of the total surface. The largest polygon has an area of 10 km<sup>2</sup>, the smallest, of 1 m<sup>2</sup>. Small surfaces do not have physical meaning taking into account the scales of cartography. Thus the adoption of a weight for each observation distorts the surfaces very small, without physical or statistical significance.

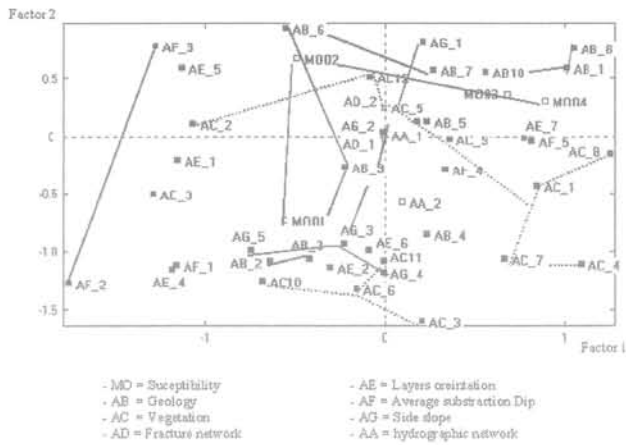
The susceptibility has an average of 17.9 % with a dispersion or standard deviation of 26 %. Susceptibilities of less than 10 % represent 60 % of the effective; the other classes (by 10 % range) oscillate between 5 and 10 % of the effective.

#### 4.3

### Analyse conjointe de la susceptibilité et des facteurs : correspondances multiples

Before proposing a predictive model it is necessary to have a global view of the influence of the factors on the susceptibility. This cannot be obtained by techniques of factorial analysis, and here, in the case of qualitative variables, by multiple correspondences ACM.

The principle is to represent the observations (or individuals) by the coordinates they take on the variables. One obtains thus a nuage, for three variables it is a ball of rugby aplati that one can project in the planes of its three principal axes of inertia, or factorial axes, taken two by two. Inverse, one can represent the variables by the coordinates they take on each observation. Plus deux variables sont proches, plus elles sont dépendantes l'une de l'autre. En analyse des correspondances multiples où chaque variable est un facteur éclaté suivant ses modalités, on observe la proximité des modalités que l'on chaîne.



**FIG. 7** Analyse des Correspondances Multiples dans le plan 1-2. MO = susceptibilité ; AD = réseau de failles, AB = géologie ; AG = pente du versant ; AC = végétation ; AE = orientation des couches ; AA = réseau hydrographique ; AF = pendage moyen du substratum.

MCA in the 1-2 map. MO = susceptibility ; AD = fracture network ; AB = geology ; AG = side slope ; AC = vegetation ; AE = layers orientation ; AA = réseau hydrographic network ; AF = average substratum dip.

Ainsi la projection du nuage des modalités sur ses deux premiers axes factoriels (Fig. 7) montre que la géologie va bien expliquer la susceptibilité (chaînages comparables dans le plan 1-2). On voit comment d'autres facteurs la suivent aussi (la végétation) ou s'en écartent (pendage moyen du substratum). Pour d'autres, le pouvoir explicatif n'apparaît pas clairement (pente de versant). Les axes factoriels ont été construits à l'aide des sept facteurs explicatifs, la susceptibilité ayant été placée ensuite dans le graphique.

De telles analyses permettent aussi de savoir quels facteurs ont une influence significative ou pas. Ainsi, les facteurs « réseau de failles » et « pendage moyen du substratum » ont été retirés de l'étude.

## 5

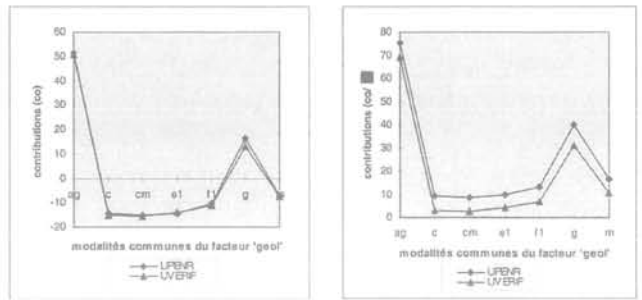
### Modèles prédictifs de la susceptibilité

Cette prévision doit être stable vis-à-vis de variations des observations en particulier lorsque le plan est très déséquilibré. D'autre part elle perd de son pouvoir discriminant (entre facteurs significatifs et facteurs non significatifs) si l'échantillonnage est de trop grande taille.

#### 5.1

### Stabilité des analyses vis-à-vis des modalités faiblement représentées

Le modèle à cinq facteurs, UPENR, (comprenant AB, AC, AE, AG et AA, cf. Fig. 7) compte 1 429 observations. Le coefficient de détermination  $R^2$ , c'est-à-dire la capacité à expliquer la susceptibilité est de 82 %. Mais certaines modalités étant très faiblement repré-



**FIG. 8** Comparaison du modèle réduit (UVERIF) et du modèle complet (UPENR). Comparison between the reduced model (UVERIF) and the complete model (UPENR).

sentées, on a étudié la stabilité des analyses vis-à-vis d'elles. On a retiré toutes les modalités ne représentant que 2 à 3 % de la surface totale, UVERIF. Les contributions de chaque modalité, relatives (Fig. 8a) ou absolues (Fig. 8b), ne varient pas plus que de 4 %.

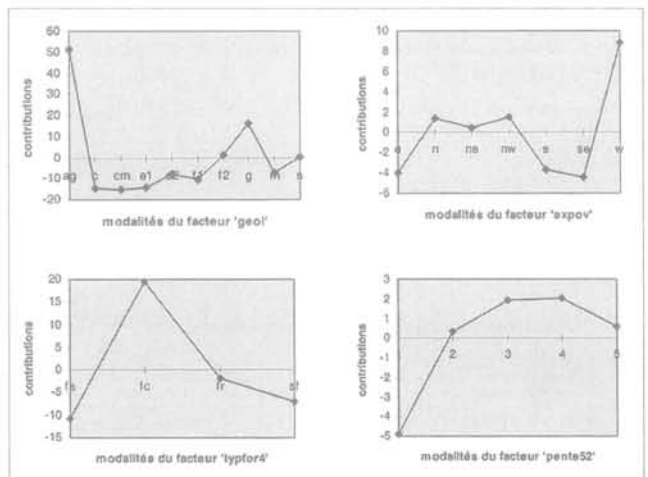
Ainsi, on peut considérer que le maintien dans l'analyse de modalités faiblement représentées n'a que peu d'influence. Elles seront donc conservées pour éviter un manque d'information dans l'application du modèle.

#### 5.2

### Robustesse des analyses : poids limite et recodage

Il s'agit de vérifier que les analyses restent stables si l'échantillonnage diminue.

Le tirage au hasard d'échantillons de plus petite taille a donné des instabilités.



**FIG. 9** Contribution relative des différents facteurs (« geol » – « géologie » ; « expov » = « orientation des couches » ; « typpor4 » – « végétation » ; « pente » – « pente du versant »), UFORA. Different factors relative contributions (« geol » = « geology » ; « expov » = « layers orientation » ; « typpor4 » = « vegetation » ; « pente » = « side slope ») UFORA.



L'allègement des traitements peut être recherché dans la suppression d'individus non représentatifs et dans un recodage, d'après expertise, de certains facteurs. On s'est imposé de garder au moins deux réalisations de chaque modalité. La surface minimale retenue est de 2,4 ha. On trouve sept cent trente 730 individus. Les surfaces perdues ne totalisent que 1,34 % du total. Les contributions varient peu (maximum 3 %). On est en droit de travailler sur le fichier réduit, UPELIM.

On teste avec des experts du CEMAGREF le regroupement de la végétation particulièrement déséquilibrée (on passe de douze à quatre modalités, cf. tableau Ib) et de la pente (des pentes de 5° en 5°), UFORA. Les contributions de la végétation passent 34 à 30 %. Les contributions de la pente suivent le sens commun. Les contributions des autres facteurs sont inchangées. Le pouvoir explicatif passe de 86 à 87 %. Ainsi le recodage de la végétation a un effet négligeable mais apporte un gain important en traitements. La visualisation de ces contributions est donnée par la figure 9.

6

## Une cartographie pour l'aménagement du territoire

Il s'agit ici de dégager une méthodologie pratique d'exploitation des modèles dans le cadre de l'aménagement du territoire.

6.1

### Modèle pratique optimal d'un point de vue statistique et économique

Mais chaque facteur n'a pas le même pouvoir explicatif, c'est-à-dire le même intérêt économique. Le pouvoir explicatif de deux facteurs n'étant pas la somme du pouvoir explicatif de chacun on a dû procéder par adjonction successive des facteurs suivant leur rang individuel. On trouve les pouvoirs explicatifs suivants : 77,8-83,6-86,1-86,5-86,8 % soit un apport successif de 77,8 % (« géologie ») – 5,8 % (« orientation des

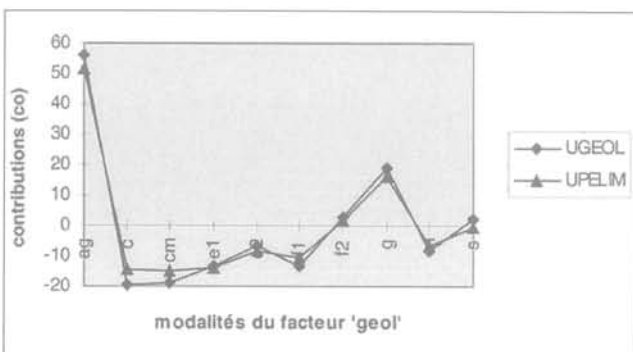


FIG. 10 Contributions comparées de la géologie (fichier UGEOL : 1 088 individus – fichier UPELIM : 730 individus).  
Compared geology modalities contributions (file UGEOL : 1,088 observations – file UPELIM : 730 observations).

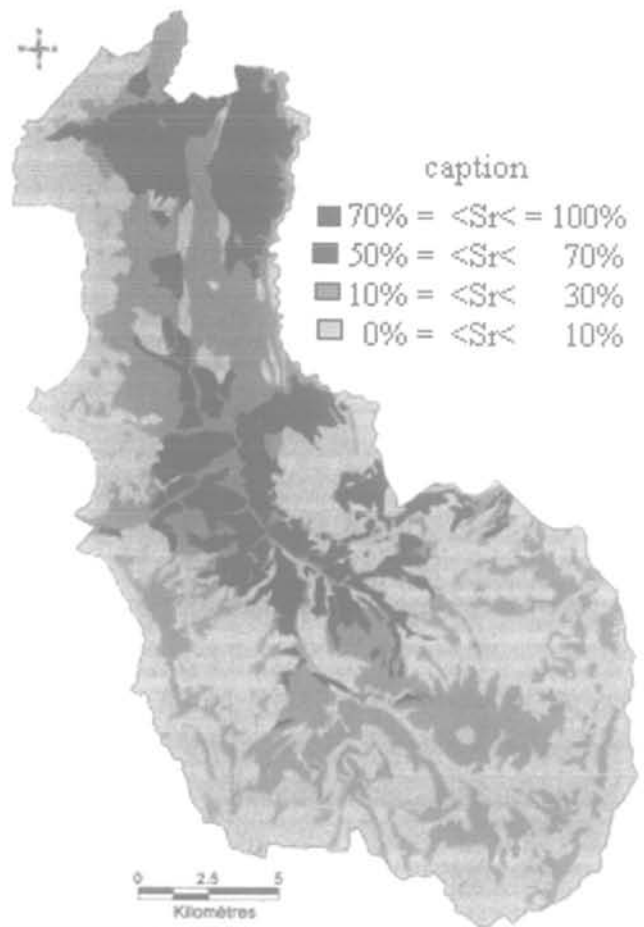


FIG. 11 Carte de la susceptibilité (Sr) calculée pour le facteur « géologie ».  
Susceptibility (Sr) map computed for geological factor.

couches ») – 2,5 % (« végétation ») – 0,4 % (« réseau hydrographique ») – 0,3 % (« pente du versant »). La géologie apparaît comme très explicative, alors que la pente, tous comme les autres facteurs, l'est peu. Ceci

TABLEAU II Intervalles de confiance pour chaque modalité du facteur « géologie ».  
Geological modalities confidence intervals.

Modalité du facteur « géologie »	Intervalle de confiance associé (±)
Ag	3,23
C	3,81
Cm	3,76
E1	2,8
e2	10,6
f1	2,32
f2	5,37
G	3,69
M	2,09
S	7,3

vient du contexte très particulier du Trièves où on a beaucoup de glissements à faible pente, de 6° à 8°, dans les argiles litées. Le modèle est donc cohérent avec le contexte régional.

Ainsi, pour des raisons économiques et dans ce contexte géologique particulier, le modèle retenu pour l'aménagement du territoire est le modèle à un seul facteur, la géologie, UGEOL.

6.2

## Cartographie conditionnelle des glissements du Trièves

La géologie donne 1 088 polygones élémentaires ; on ne regroupe plus ceux qui sont identiques. On trouve la même susceptibilité moyenne que précédemment, 17,9 %, en revanche sa dispersion a augmenté, 28,2 %. La première classe (de 0 à 10 %) concerne 65 % de la surface totale ; les pourcentages pour les neuf classes suivantes (de 10 en 10 %) chutent aussitôt en dessous de 8 %. Mille dix-sept observations sur les 1 088 ont une surface inférieure à 1 km<sup>2</sup> (poids inférieur à 0,3 %). La surface maximale est de 10 km<sup>2</sup> soit un poids de 2,8 %.

Le pouvoir explicatif de la géologie, passe de 77,8 à 62 % ce qui paraît logique car on n'a pas lissé la dispersion en faisant des sommes de surfaces de même nature. Les contributions de chaque modalité sont très voisines dans les deux cas (Fig. 10). Ces contributions ont fait l'objet d'une confrontation avec trois experts de cette région (Antoine *et al.*, 1991 ; Durville, 1992 ; Leroi *et al.*, 1993) qui ont conforté la démarche et souligné l'intérêt du modèle comme aide à la décision. Il a été alors dressé une cartographie de la susceptibilité ou probabilité conditionnelle de glissement (Fig. 11). Les intervalles de confiance à 90 % des contributions sont inférieurs à + 5 % pour sept des dix modalités (tableau II).

6.2

## Guide méthodologique

L'intérêt de développer une telle nouvelle approche pour la cartographie de l'aléa MVT réside dans les conditions de son application au vu des résultats exploitables obtenus. L'étude, qui a été réalisée dans le cadre d'une thèse (Rézig, 1998), a produit un guide méthodologique, synthétisé sous forme d'organigrammes, pour deux actions (Rézig *et al.*, 1997) :

– établir une carte de susceptibilité dans un contexte nouveau. Cet organigramme comporte dix-neuf actions dont cinq à dérivation ; c'est celui de la procédure suivie ;

– étendre un modèle existant à un contexte voisin. Son organigramme comporte dix actions.

7

## Conclusion

Cette étude a permis de classer les différents facteurs, de ne conserver que les plus significatifs dans notre contexte géologique, de chiffrer les contributions de leurs modalités. Ce sont des facteurs qualitatifs, naturalistes, familiers aux experts et aux décideurs.

Elle a conduit à une carte d'aléa conditionnel. L'occurrence des événements déclenchants comme la pluviométrie ou les séismes est en général étudiée par ailleurs pour d'autres Risques Naturels. Ainsi, les résultats sont directement utilisables pour les décisions d'aménagement du territoire ; néanmoins, on n'a pas distingué la nature ni les intensités des événements déclenchants qui ont provoqué les mouvements observés. Cette carte est présentée en quatre classes, ce qui la rend pratique pour les experts et les décideurs. Elle est facile à mettre à jour. Elle peut être étendue à toute zone à contexte voisin où il aurait été impossible de relever les glissements.

L'étude, menée pour les glissements peut être reproduite pour tout autre type de mouvements de terrains moyennant des zones d'apprentissage où sont cartographiés ces instabilités et un codage pertinent des facteurs causaux. L'utilisation de cartes à la même échelle suffisamment précises (1/25 000 par exemple) est recommandée.

Cette étude a montré tout le parti qu'on pouvait tirer des analyses statistiques, en particulier de l'analyse de variance, même avec des fichiers *a priori* énormes et des plans fractionnels très déséquilibrés. Le codage des facteurs revêt une importance d'autant plus grande que ceux-ci sont explicatifs. Néanmoins, la multiplication des facteurs, de leurs modalités, la prise en compte éventuelle d'interactions a des limites informatiques et méthodologiques, les fichiers devenant rapidement énormes. De plus, la nature nous impose des codages qui peuvent conduire à des plans très déséquilibrés, difficiles à traiter.

On a pu réduire l'échantillon en dégagant une surface minimale (rayon inférieur à 100 m) à partir de laquelle les événements ne pèsent plus sur l'analyse. L'analyse décisionnelle doit être précédée d'une analyse descriptive monovariée, bivariée et multivariée. L'analyse des correspondances multiples était ici particulièrement bien adaptée.

Les analyses statistiques ont été faites avec le logiciel SPAD du CISIA-CERESTA (261, rue de Paris, 93556 Montreuil Cedex).

- Antoine P. – « Mouvements de terrain. Introduction à l'étude du phénomène ». Université européenne d'été sur les risques naturels, session septembre 1990 : Mouvements de terrain.
- Antoine P., Monnet J., Rai N.E., Moulin C., Meriaux P. – « Résultats de cinq années d'auscultation dans les argiles glaciolacustres du Trièves (Sud-Est de la France) ». *Proceedings of the 6th International Symposium on Landslides*. Christchurch (New Zealand), 1991, p. 1101-1106.
- Barros W.T., Amaral C., D'Orsi R.N. – « Landslide susceptibility map of Rio de Janeiro ». *Proceedings of the 6th International Symposium on Landslides*. Christchurch (New Zealand), 1991, p. 869-871.
- Brabb E.E. – « The world landslide problem ». *Episodes* 14, 1991, p. 152-161.
- Champetier de Ribes G. – « La cartographie des mouvements de terrain. Des Zermos aux PER ». *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 9-19, 1987, p. 150-151.
- Chang S.C. – « The imprecise mapping and evaluation system for engineering geological and landslide hazard zonation ». *Proceedings of the 6th International Symposium on Landslides*. Christchurch (New Zealand), 1991, p. 905-910.
- Cherubini C., Giasi C.L., Cucchiara L. – « Probabilistic analysis of slope stability in rocks ». *Proceedings of the 5th International Symposium on Landslides*. Lausanne, 1988, p. 361-366.
- Choubey V.D., Chandhari S., Litoria P.K. – « Landslide hazard zonation in Uttarakashi and Tehri districts, U.P. Himalaya, India ». *Proceedings of the 6th International Symposium on Landslides*. Christchurch (New Zealand), 1991, p. 911-917.
- Chowdhury R.N. – « Recent developments in landslide studies: probabilistic methods. State of the art report ». *Proceedings of the 4th International Symposium on Landslides*. Toronto, 1984, p. 209-228.
- Durville J.L. – « Mécanismes et modèles de comportement des grands mouvements de versants ». *Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur* 45, 1992, p. 25-42.
- Favre J.L., Brugnot G., Gresillon J.M., Jappiot M. – « Évaluation des risques naturels. Une approche probabiliste ? » *Techniques de l'Ingénieur*. 8-1988, C3 295 : traité *Construction*, 1998.
- Focardi P., Garzonio C.A. – « Landslide susceptibility of fluvial lacustrine sediments of the upper Valdano area (Italy) ». *Proceedings of the 5th International Symposium on Landslides*. Lausanne, 1988, p. 135-139.
- Lebart L., Morineau A., Fenelon J.P. – *Traitement des données statistiques*. Paris, Dunod, 1980.
- Leroi E., Terrier M., Asté J.P. – « Identification des zones susceptibles d'être le siège de phénomènes d'instabilité : méthodes actuelles et perspectives ». Commission des Communautés européennes, Programme EPOCH/Projet Rivet, Rapport CCE, partie 4, vol. 2, 1993.
- Malatrait A.M., Letourneur J., Antoine P. – « Essai de cartographie systématique des mouvements de terrain dans les Alpes françaises ». *Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur* 16, 1977, p. 39-46.
- Mompelat P. – « Unités cartographiques et évaluation de l'aléa mouvements de terrain en Guadeloupe (Antilles françaises) ». Thèse de 3<sup>e</sup> cycle de l'Université de Paris VI, 1994.
- Neuland H. – « A prediction model of landslides ». *Catena* 1976, p. 215-230.
- Saporta G. – *Probabilités. Analyse des données et statistique*. Paris, Technip, 1990.
- Rezig S., Favre J. L., Leroi E. – « The probabilistic evaluation of the risk ground movement ». *International Conference on Safety and Reliability*. (ESREL 97), Lisbon, 1997, p. 1543-1550.
- Rezig S. – « Modélisation probabiliste de l'aléa Mouvements de terrain. Développement d'une méthode quantitative pour l'aide à l'expertise ». Thèse de docteur de l'École centrale de Paris, 1998.
- Rivet – « Report ». Commission des communautés européennes, Programme EPOCH/Projet Rivet, Rapport CCE, 2 vol., 5 parties, 1993.
- Terrier M., Leroi E., Asté J.P. – « Acquisition et structuration des données pour la compréhension des phénomènes d'instabilité de versant ». Commission des communautés européennes, Programme EPOCH/Projet Rivet, Rapport CCE, partie 2, vol. 1, 1993.



# Mouvements de versants des retenues hydroélectriques Retour d'expérience et gestion du risque

**C. THOMAÏDIS**

Institut géologique  
Albert-Lapparent  
13, bd de l'Hautil  
95092 Cergy-Pontoise  
Cedex  
thomaïdis@caramail.com

**G. DEVEZE  
J.-Y. DUBIE**

Électricité de France,  
Département TEGG,  
Division Géologie  
Géotechnique  
905, av. du Camp-de-Menthe  
13097 Aix-en-Provence  
Cedex 02  
guilhem.deveze@edf.fr

## Résumé

L'étude des versants surplombant les retenues revêt une importance capitale au regard de la sûreté de l'ouvrage et de la sécurité des populations. Les risques concernent principalement la submersion du barrage par une vague induite par un glissement en masse et l'endommagement des organes vitaux du barrage à la suite d'écroulements sur l'ouvrage.

La politique de gestion des mouvements de terrain à Électricité de France s'appuie bien sûr sur son expérience en termes de glissements déclarés (notamment ceux du Billan et du Chastel) mais aussi sur un inventaire préventif sur l'ensemble des retenues de ses 67 grands barrages. Cet inventaire s'intègre dans le cadre réglementaire des plans particuliers d'intervention (PPI). En cas de crise, le recueil d'un maximum d'informations, se révélant souvent par la suite précieuses, doit être privilégié. Cela nécessite à la fois une sensibilisation accrue de l'exploitant et une connaissance précise des zones à risque. L'évaluation géologique de l'aléa, en terme de vitesse, volume et facteurs déclenchants, permet parfois d'en limiter l'impact sur l'exploitation de l'aménagement hydroélectrique. Cette analyse préalable permet également une maîtrise financière des travaux à engager.

**Mots-clés :** barrages, mouvements de versants, surveillance.

## Hydroelectric reservoirs landslides Case histories and risk management

## Abstract

The stability study of reservoir slopes is of major importance for safety of both dam and downstream populations. Risks mainly concern creation of waves induced by sliding rocky masses which could submerge the dam. Damages on the dam resulting from direct block falls are considering too.

Reservoirs landslides management at Électricité de France stands both on its specific experience of active slides and on a preventive inventory of these special hazards all around its 67 big dams reservoirs. This inventory is included in « Plan particulier d'intervention » regulation studies. During a slide crisis, acquiring maximum data is a priority. This requires both the sensibilization of the exploitant with the potential hazard and the accurate localization of unstable areas. The early evaluation of geological hazard (slide velocity, slide mass volume and causative factors) sometimes limits the negative impact of an unstable area on power station running. This analysis allows to optimize the cost of possible later investigations, monitoring system or reinforcing works.

**Key words :** dams, slope movements, monitoring.

## Introduction – Problématique des glissements de terrains dans les retenues

Les conséquences des mouvements de terrains sur les ouvrages hydrauliques sont plus ou moins importantes selon le stade de la vie de l'ouvrage impacté :

1) durant la construction, des déstabilisations de volumes à l'équilibre limite peuvent apparaître lors de l'ouverture de carrière, d'emprunt, de rétablissement des communications ou des fouilles même du barrage. L'exposition au risque concerne alors le chantier, plus rarement les populations ;

2) durant la mise en eau, les modifications des écoulements hydrauliques au sein du versant peuvent conduire à l'apparition ou à la réactivation de mouvements d'ensemble du versant. Cette phase, de loin la plus critique, peut menacer à la fois la pérennité de l'ouvrage mais également les populations à l'aval ;

3) durant la période d'exploitation de l'aménagement, les mouvements de versant peuvent avoir trois effets sur la disponibilité et la sûreté de l'aménagement :

– impact direct sur le barrage, pouvant endommager des organes vitaux de l'ouvrage (vannes, bâtiment de commande...),

– création d'un « barrage » naturel dans la retenue, par partition (le mouvement de terrain vient boucher la retenue jusqu'à une cote supérieure à la cote normale d'exploitation) ou par obstruction (la hauteur de bouchon est inférieure à la cote normale, et des problèmes peuvent apparaître lors de vidanges),

– création de vagues pouvant submerger le barrage. La catastrophe de Longarone en Italie illustre tragiquement ce dernier (Chowdhury, 1978). Le 9 octobre 1963, un glissement de terrain d'un volume supérieur à 300 hm<sup>3</sup> descendit du mont Toc à une vitesse supérieure à 50 km/h, éjectant 50 hm<sup>3</sup> d'eau de la retenue du barrage du Vaïont. Le barrage voûte ne fut pas endommagé, mais la vague générée par le glissement submergea l'ouvrage de plus de 100 m et déferla dans la vallée, faisant près de 2 000 victimes.

Électricité de France possède une expérience unique dans la gestion de mouvements de versants dans des sites hydroélectriques parfois sensibles. La gestion de ces mouvements de versant est soumise à l'approbation du Comité technique permanent des grands barrages (CTPB).

Cette expérience concerne :

- la gestion de mouvements de terrains déclarés ;
- la gestion préventive de glissements potentiels susceptibles de mettre à mal la sûreté des ouvrages. Cette gestion préventive s'appuie sur le cadre réglementaire des plans particuliers d'intervention (PPI).

## La gestion des mouvements de versant déclarés

Compte tenu de la sensibilité des ouvrages, l'analyse rapide d'un mouvement de versant lors d'une

phase paroxysmale est primordiale pour la sûreté de l'ouvrage.

Nous illustrons ci-dessous, pour trois cas distincts, la démarche retenue par EDF lors de l'apparition de mouvement de versants :

- le glissement du Chastel, pour lequel le risque de création d'une vague pouvant submerger le barrage est réduit et le risque partition a été jugé maîtrisable par l'exploitant ; un simple dispositif de suivi a été mis en place ;
- le glissement du Billan, où le glissement, qui représentait un risque pour la sûreté de la retenue (risque de création de vague) a été conforté par drainage ;
- les instabilités de la carrière du barrage de Grand'Maison où les zones instables qui menaçaient les travaux d'extraction n'ont pu être traitées. Elles ont entraîné une extension de la carrière dans une zone non exposée au risque et n'ont été auscultées que sur quelques années.

### Le glissement du Chastel (retenue du barrage de Puylaurent, Lozère)

Le barrage de Puylaurent, sur le Chassezac (Lozère), est un barrage voûte à buts multiples EDF-SELO, d'une hauteur de 80 m. Il se développe au sein des formations métamorphiques de l'ensemble cévenol. Au lieu-dit les Cotes-del-Chastel, à 2 500 m à l'amont rive gauche du barrage, le versant de la retenue est composé de gneiss leptynitiques massifs et de micaschistes, peu altérés mais fortement fracturés.

En mai 1996, lors de la mise en eau du barrage, un glissement fut signalé à cet endroit, affectant le versant sur une hauteur de 100 m environ. Un dispositif d'auscultation provisoire, résumé dans le tableau I, fut mis en place et la décision fut prise de baisser le plan d'eau à une vitesse inférieure à 1 m/j.

TABLEAU I **Détail du dispositif sommaire d'auscultation mis en place sur le glissement du Chastel.**

Chastel slide : monitoring system.

Déformations	3 profils de repères de déformation
	jalonnements
	2 inclinomètres
Topographie	2 points
Piézométrie	1 piézomètre

L'analyse des données du dispositif sommaire d'auscultation et l'interprétation de trois sondages carottés réalisés pour l'occasion permirent de déterminer les caractéristiques de ce glissement, d'un volume total compris entre 220 000 et 250 000 m<sup>3</sup>.

La figure 1 (Bozonnet, 1996) illustre les caractéristiques de ce glissement. La surface de glissement est définie par un plan de faille penté de 55° vers la retenue, relayé par la foliation (pendage variant de 20 à 55° vers la retenue). Le glissement affecte toute la hauteur du versant sur une hauteur de 120 m entre les

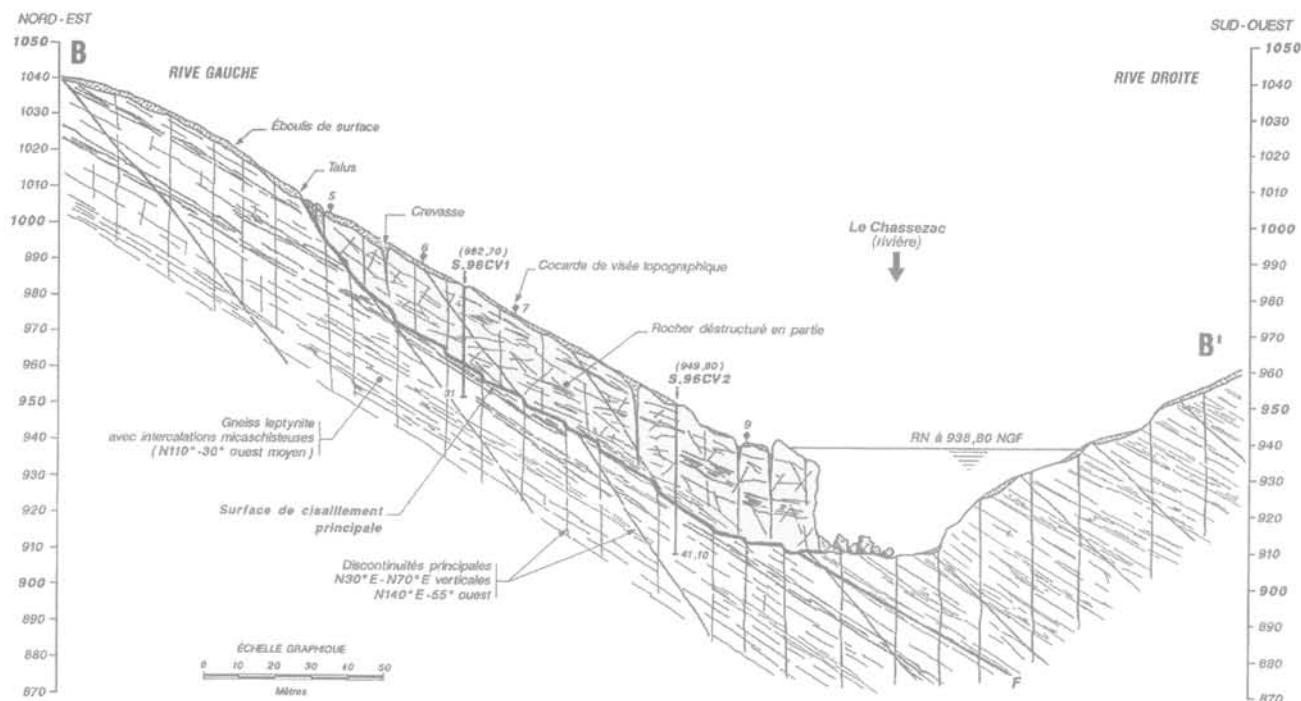


FIG. 1 Coupe géologique du glissement du Chastel.  
Geological section through Chastel slide.

cotes 907 et 1030 NGF. La base du glissement est donc sous le niveau de la retenue normale.

Le déplacement du glissement initial a été estimé entre 3 et 5 m. Il a généré en tête une niche d'arrachement avec un rejet de 1 à 2,50 m et un fort affaissement de la zone située au-dessus de cette niche d'arrachement.

Par la suite, les vitesses se sont stabilisées autour de 0,5 cm/jour pendant l'été 1996. Le glissement évolua ensuite vers différentes loupes, déstructurant la masse glissée jusqu'à n'être plus qu'un éboulis plus ou moins instable.

Le risque vague fut écarté pour plusieurs raisons :

- 1) le pied du glissement est sous la cote de la retenue normale ;
- 2) la vallée resserrée assurera rapidement une butée de pied à un hypothétique glissement brutal ;
- 3) la morphologie du glissement paraît inadaptée à un glissement présentant des vitesses élevées ;
- 4) l'évolution progressive du glissement semble écarté tout risque de rupture brutale.

Le risque obstruction/partition demeure, mais le profil de la vallée et les caractéristiques du glissement permettront une maîtrise du plan d'eau en cas de crise.

## 2.2

### Le glissement du Billan (retenue du barrage de Grand'Maison, Isère)

La retenue de Grand'Maison est le bassin supérieur de la station de transfert d'énergie par pompage de l'aménagement du même nom. Le barrage de Grand'Maison est un barrage en terre à noyau argileux, d'une hauteur de 140 m, barrant l'Eau d'Olle et créant une retenue de 137 hm<sup>3</sup>.

Le versant rive droite de la retenue est constitué en partie supérieure par les formations cristallines de Belledonne et en partie inférieure par des calcaires liasiques. Ces deux formations sont fortement affectées par une schistosité subverticale. Le contact cristallin/Lias est conforme à cette schistosité.

Des phénomènes importants de fauchage affectent une partie du versant, à la faveur de cette schistosité parallèle à la retenue au sein d'un versant très pentu (Fig. 2). L'épaisseur de la zone fauchée atteint la centaine de mètres, sur un dénivelé de 500 m.

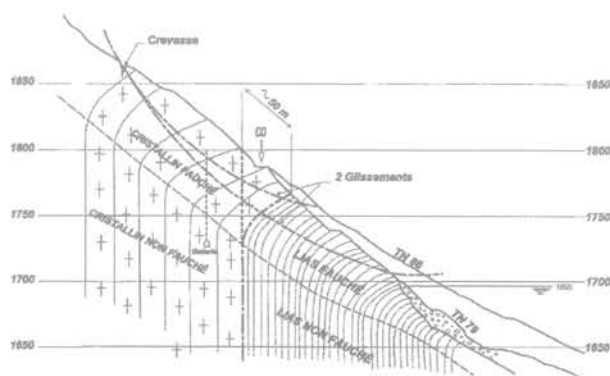


FIG. 2 Glissement du Billan : coupe interprétative du versant, montrant le phénomène de fauchage.  
Billan slide : interpreted section showing down-bending phenomena.

Lors de la mise en eau du barrage, alors que la retenue atteignait la cote 1674 NGF (cote de projet : 1695 NGF), des fissures et un affaissement apparent sur la route en rive droite, 3 km à l'amont du barrage.

Des repères provisoires de déformations enregistrèrent le lendemain une augmentation de l'ouverture des fissures de près de 1 cm. Le même jour, une crevasse de 250 m de longueur et d'environ 50 cm de rejet vertical fut découverte dans le versant à la cote 1 850 m NGF (Fig. 3).

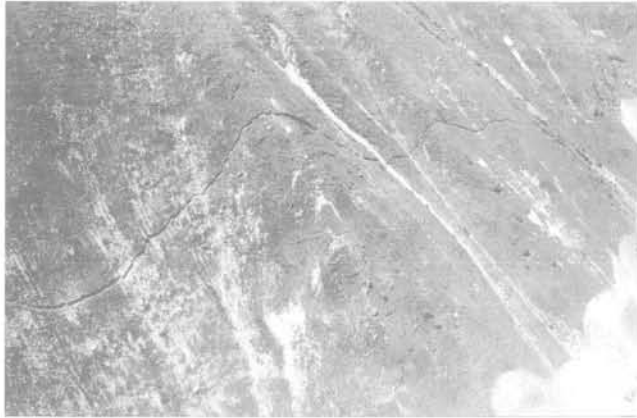


FIG. 3 Crevasse de tête du glissement du Billan.  
Billan slide : Uphill tension crack.

Un dispositif d'auscultation sommaire permettant un suivi en continu fut mis en place. Il est résumé dans le tableau II.

Le plan d'eau fut baissé jusqu'à la cote 1660 à la vitesse de 1 m/j.

Une analyse rapide des faits conduisit à attribuer la réactivation de ce glissement à une remontée exceptionnelle de la piézométrie au sein du versant suite à un

TABLEAU II Dispositif de crise et dispositif de drainage du glissement du Billan.

Billan slide : crisis monitoring system and drainage facilities.

Sismique réfraction	16 dispositifs
Sondages	14 sondages destructifs 10 sondages carottés (2 000 m)
Piézométrie	10 piézomètres
Hydrologie de surface	Suivi en débit de 9 sources
Déformation	8 inclinomètres
Déplacements	51 points de nivellement sur la route Géodésie (45 points sur 3 profils)
	Aéro-triangulation par photogrammétrie analytique (350 cocardes réparties sur 1 750 ha)
Galerie	Diamètre : 3,50 m ; Longueur : 820 ml
Voile de drainage	29 drains ; Longueur cumulée : 1 300 ml

gradient de fonte des neiges très important et à l'enlèvement d'éboulis en pied. Une étude géologique, appuyée par des reconnaissances rapides et par la mise en place d'un dispositif d'auscultation pérenne a permis d'émettre différentes hypothèses sur la géométrie du glissement, dont le volume fut estimé entre 500 000 et 1 million de m<sup>3</sup>.

En particulier l'analyse des vecteurs déplacement, reportés sur la figure 4, conduisit à attribuer une forme circulaire à ce glissement (Dubié *et al.*, 1986).

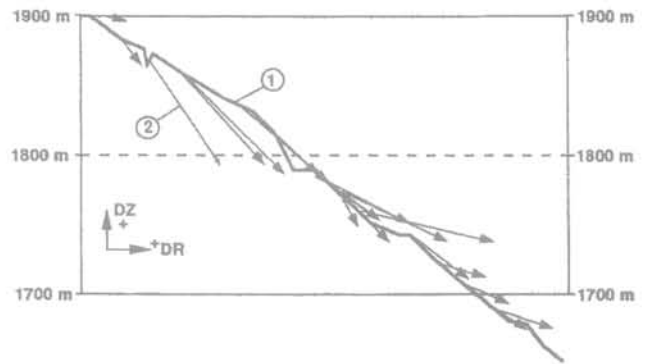


FIG. 4 Glissement du Billan - Exploitation des mesures géodésiques. 1 : profil du versant ; 2 : vecteurs déplacements.

Billan slide - Geodesic survey interpretation. 1 : right bank topography profile ; 2 : displacements vectors.

Des calculs effectués avec différentes hypothèses géométriques et géomécaniques ont démontré l'efficacité d'un rabattement de nappe au sein du versant (Vibert, 1987). Les résultats de ces calculs sont synthétisés sur la figure 5. Un mois après la détection du glissement, la décision de forer dans le cristallin une galerie (Fig. 6), complétée par un voile de drainage fut prise. Ce dispositif de drainage permit d'abaisser

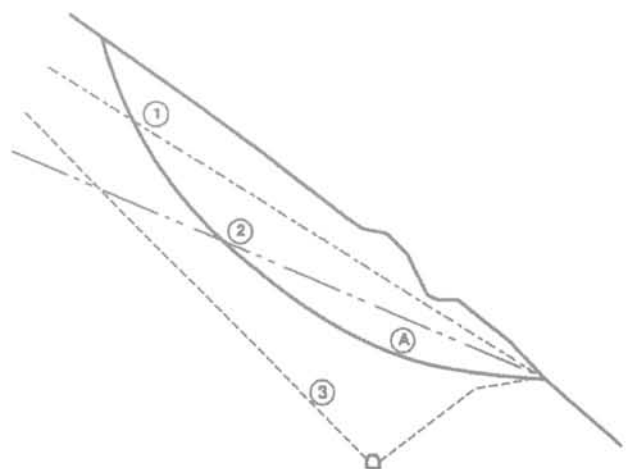


FIG. 5 Glissement du Billan : influence de la piézométrie sur la stabilité. A : ligne de rupture estimée ; coefficients de sécurité suivant la piézométrie :  $F_1 = 0,94$  ;  $F_2 = 1,04$  ;  $F_3 = 1,16$ .

Billan Slide: Influence of piezometric lines on stability. A: estimated failure line; security factors according to different piezometric lines assumptions:  $F_1 = 0.94$  ;  $F_2 = 1.04$  ;  $F_3 = 1.16$ .



## Carrière de Grand'Maison (Isère)

L'aménagement de Grand'Maison a nécessité l'extraction de 5 300 000 m<sup>3</sup> de matériaux pour les enrochements, les filtres et les drains du barrage. Les travaux d'extraction ont été réalisés sur 5 saisons durant les mois d'été 1980 à 1984 (Guitton, 1984). Cette carrière, située à 800 m à l'aval rive gauche de l'actuel barrage, exploitait un versant très raide (pente : 100 %) constitué de gneiss à schistosité à peu près perpendiculaire au front de taille et à fort pendage (N20 à N25°E-70°E).

En juillet 1982, un éboulement de 10 000 m<sup>3</sup> affecta la partie centrale de la carrière, entre les cotes 1705 et 1740 NGF. Les matériaux provenaient d'un couloir dans lequel affleurait un rocher très fracturé. Ce couloir correspondait à une discontinuité structurale orientée N110°E-65°N, c'est-à-dire oblique au front de taille. Devant le risque de nouveaux éboulements pouvant menacer la stabilité du manteau d'éboulis à forte pente surmontant la carrière dans ce secteur, il fut décidé de limiter l'extraction aux parties amont et aval de cette zone.

En octobre 1982, de nouvelles chutes de blocs d'un volume total de quelques centaines de m<sup>3</sup>, canalisées par un couloir d'orientation Nord-Sud, affectèrent la partie amont de la carrière. La zone d'alimentation était située 200 m au-dessus du carreau de la carrière, entre les cotes 1950 et 1980 NGF. Il s'agissait d'une zone de rocher fracturé, altéré et ouvert. Un adoucissement du fruit général de la carrière fut donc entrepris. Parallèlement, une campagne de sismique réfraction et une étude structurale furent décidées.

La sismique réfraction mit en évidence 10 à 25 m de rocher fracturé et décomprimé (vitesse : 2 500 m/s sur la figure 7) dans le secteur dominant la carrière.

L'analyse structurale permet de préciser la géométrie de la zone instable. Elle est limitée à la cote 2020-2030 par des crevasses de tête, repérées lors des études préliminaires. En partie haute, le glissement est limité par une faille d'orientation N100°E, verticale, alors qu'en partie médiane elle est limitée par les deux réseaux principaux de fracturation N70°E 50 à 90°W et N115°E, 55 à 60°E.

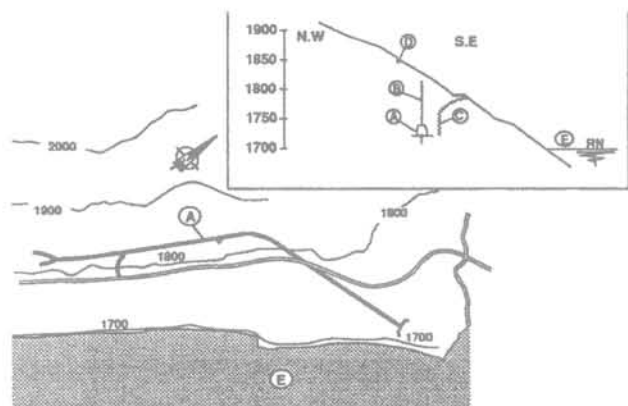


FIG. 6 Glissement du Billan : dispositif de drainage. A : galeries de drainage L = 1300 m ; B : forages verticaux drainants ; C : contacts Lias/Cristallin ; D : crevasse de tête du glissement ; E : retenue.

Billan slide : drainage facilities. A : drainage gallery boreholes L = 1,300 ; B : vertical drainage boreholes ; C : Lower Jurassic/Crystalline rock contact ; D : Landslide uphill crack ; E : reservoir.

considérablement le niveau piézométrique et de stabiliser le glissement.

Outre le dispositif d'auscultation résumé dans le tableau III, le suivi actuel a été réduit à la surveillance visuelle (avec photos) bi-annuelle de la crevasse de tête et des fissures sur la route.

TABEAU III Dispositif d'auscultation pérenne du glissement du Billan.

Billan slide : monitoring system.

Nivellement	51 points de nivellement sur la route relevés semestriellement
Photogrammétrie	Périodicité : quinquennale – 350 cocardes
Piézométrie	20 mesures, dont certaines automatiques et télétransmises depuis la galerie de drainage
Drainage	Mesure automatique en continu
Extensométrie	Chaînes extensométriques à fil invar en forages
	Capteurs de surface au droit de la crevasse de tête

Une consigne particulière d'exploitation a été définie dans le cas où la piézométrie du versant et le niveau de la retenue dépasseraient certaines cotes.

L'analyse des données d'auscultation montre que :

- des vitesses de déplacements de 5 à 10 mm/an persistent sur le versant. Elles sont attribuées à la poursuite des phénomènes de fauchage ; ces vitesses sont cohérentes avec la déformation d'ensemble du versant depuis 10 000 ans ;
- les débits dans la galerie sont très faibles, sauf lors de la fonte des neiges, où ils sont multipliés par 15 (jusqu'à atteindre 150 l/s) ;
- le niveau piézométrique demeure en dessous de la cote d'alerte.

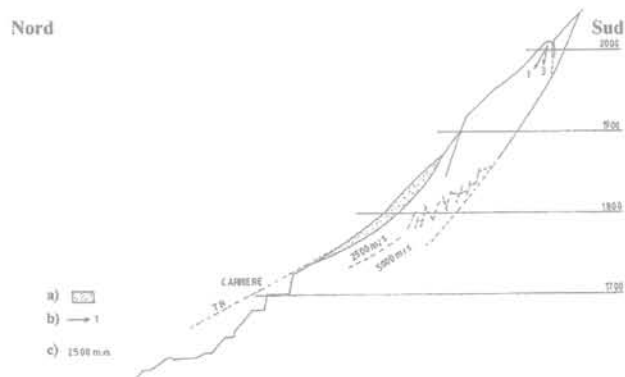


FIG. 7 Carrière de Grand'Maison : coupe Nord-Sud schématisant la zone instable. a) éboulis ; b) vecteurs déplacements ; c) vitesses sismiques.

Grand'Maison quarry slide : interpreted section. a) gravity accumulation ; b) displacement vectors ; c) seismic velocities.

Le déplacement des vinchons, mis en place en 1969, montra des déplacements de 5 cm, sans qu'il fût possible de déterminer si ces déplacements étaient le fruit d'une seule grosse crise ou de plusieurs crises successives.

Il fut décidé de déplacer la zone d'exploitation vers l'amont, dans un secteur moins exposé aux chutes de blocs. Compte tenu de l'ampleur de la masse instable, les solutions purge, confortement ou protection passive du chantier durent être abandonnées. En revanche, on procéda à la réduction de la charge unitaire du plan de tir de minage et à la mise en place d'un dispositif d'auscultation pérenne des déplacements des principales fissures ouvertes du versant. Ce dispositif, résumé dans le tableau IV fut soigneusement abrité des chutes de blocs sus-jacents par des structures appropriées (Dubié et Guitton, 1985).

**TABEAU IV** Détail du dispositif d'auscultation de la carrière de Grand'Maison.  
Grand'Maison quarry slide: crisis monitoring system.

Capteurs TEDEP (Télécapteurs de déplacement du CETE de Lyon)	10
Cannes de convergence (CETE Lyon)	9
Cocardes topographiques	25
Mires à vernier	Quelques écailles instrumentées

L'objectif était de détecter la phase d'accélération des mouvements, annonciatrice d'un éventuel effroulement en masse. Le seuil d'alerte (mise en place de mesures de sécurité sur le chantier) fut fixé à des dépla-

cements de 2 mm/j. Le seuil d'alarme (évacuation du chantier) fut pris égal à 1,5 fois le seuil d'alerte.

Le suivi sur deux saisons des courbes d'ouverture des fissures (Fig. 8) montre de façon flagrante l'influence de la piézométrie liée à la fonte des neiges.

Au total, les déplacements moyens atteignirent 25 mm en 1983 et 15 mm en 1984. Remarquons que ces déplacements sur deux ans sont nettement supérieurs aux 50 mm observés en treize ans sur les vinchons.

### 3

## La démarche préventive : l'inventaire PPI

### 3.1

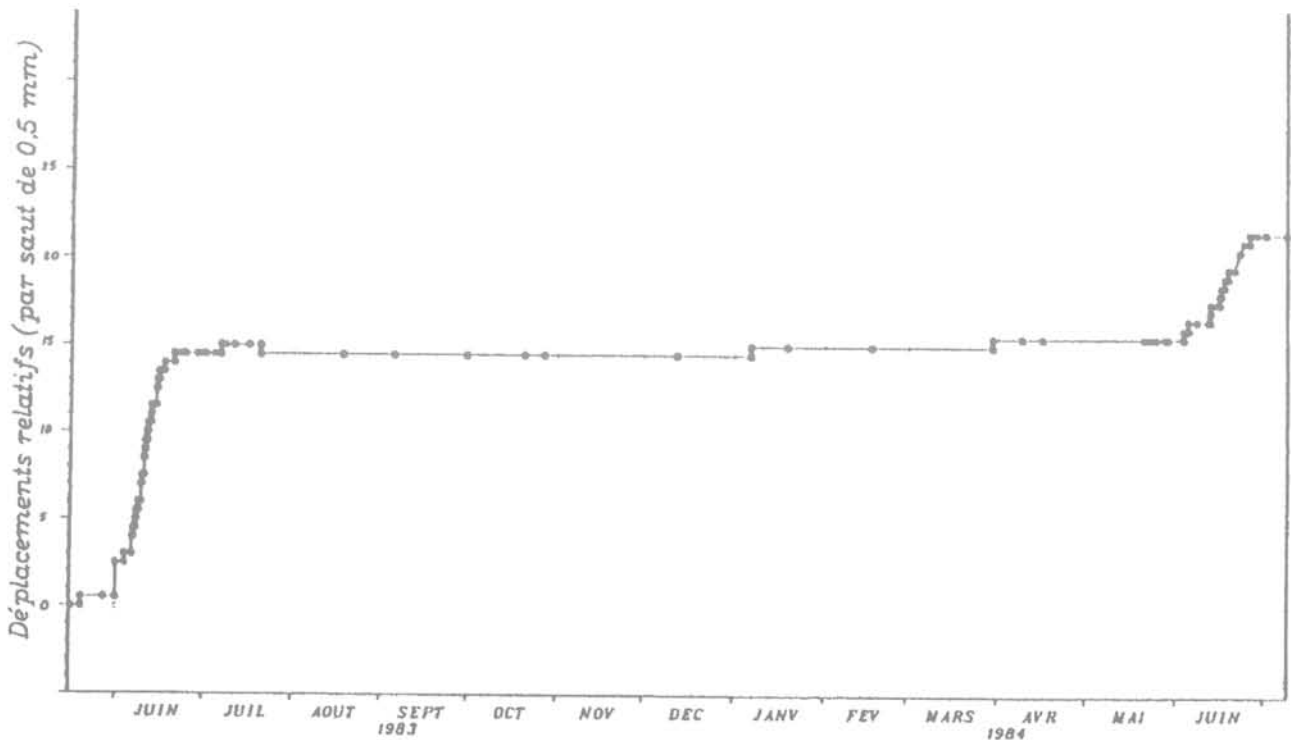
## Le cadre réglementaire

La loi du 22/07/1987 relative à la *préparation* et à l'*organisation des secours en cas de catastrophe* comporte des directives concernant les plans d'urgence à mettre en œuvre à l'aval des barrages.

Ceux-ci, intitulés « plans particuliers d'intervention » (PPI), comprennent une étude de danger.

Le décret du 15/09/1992 introduit une phase préalable à l'établissement du plan d'alerte par le préfet. Dans ce cadre, le maître d'ouvrage du barrage doit remettre au préfet :

- une analyse des risques : notamment séisme et « effondrement de terrain dans la retenue » ;
- un projet d'installation des dispositifs techniques de détection et de surveillance.



**FIG. 8** Carrière de Grand'Maison. Capteur TEDEP n° 1 : déplacements cumulés mai 1983-juillet 1984.  
Grand'Maison quarry slide. TEDEP sensor n° 1: total displacements may 1983-july 1984.

Enfin, l'arrêté du 01/12/1994 définit plus précisément le contenu de l'analyse des risques. Cette analyse doit comprendre une étude faisant apparaître le degré d'importance du risque sismique, et « le risque de survenance d'un effondrement de terrain dans la retenue, indépendamment des effets éventuels d'un séisme ».

Sont concernés pour EDF, 67 barrages de hauteur supérieure ou égale à 20 m et de capacité supérieure ou égale à 15 hm<sup>3</sup>.

### 3.2

## La démarche retenue

L'étude concerne uniquement les effets potentiels d'un mouvement de versant sur un barrage en eau, sans aucune considération pour les éventuels autres effets de ce mouvement (notamment ceux concernant les tiers à l'amont du barrage).

Ces effets sont au nombre de trois :

- création d'une vague ;
- impact direct sur l'ouvrage ;
- risque d'obstruction / partition de la retenue.

La démarche suivie pour cette étude comprend :

- une phase de collecte et d'analyse des données existantes, concernant les éventuels mouvements de terrain connus ou potentiels, sur le pourtour de la retenue ou à sa proximité. Ces données sont disponibles soit dans des documents internes à EDF, soit auprès d'organismes extérieurs (RTM, DDE, CETE, SNCF, etc.) ;

- une phase de terrain consistant à rassembler le maximum d'observations d'ordre géologique, géomorphologique et hydrogéologique, à un instant donné. Certains indices de surface et morphologiques permettent d'identifier des zones susceptibles d'évolution. Les moyens nécessaires à cette phase de terrain peuvent être assez lourds : bateau, hélicoptère, intervention acrobatique en falaise... Cette phase de collecte des données de terrain est guidée et complétée par l'analyse de photographies aériennes ;

- une analyse de l'aléa « mouvement de terrain » en fonction de la géologie structurale *en grand* des versants. En effet, une structuration défavorable des formations géologiques dans un versant (plongement des couches dans le sens de la pente, vers la retenue) peut être propice au déclenchement d'un mouvement de terrain en cas de circonstances particulièrement pénalisantes (épisode pluvieux exceptionnel, vidange rapide), tandis qu'une structuration favorable (plongement vers l'intérieur du massif, s'il n'y a pas fauchage) permet d'écarter virtuellement toute potentialité de mouvement de moyenne à grande ampleur.

Chaque zone potentielle de mouvement fait l'objet d'un repérage sur un fond topographique 1/10 000 recensant également tous les indices et observations relatifs à la zone (illustré par la figure 9) et d'une fiche descriptive et analytique autoportante (illustrée par le tableau V).

Les différentes zones de mouvements potentiels ont été classées selon la potentialité d'occurrence d'un glissement dans la retenue suivant une échelle de trois couleurs, définie comme suit :

- potentialité forte (rouge) : la structure et l'état actuel des matériaux sont tels que la modification d'un para-

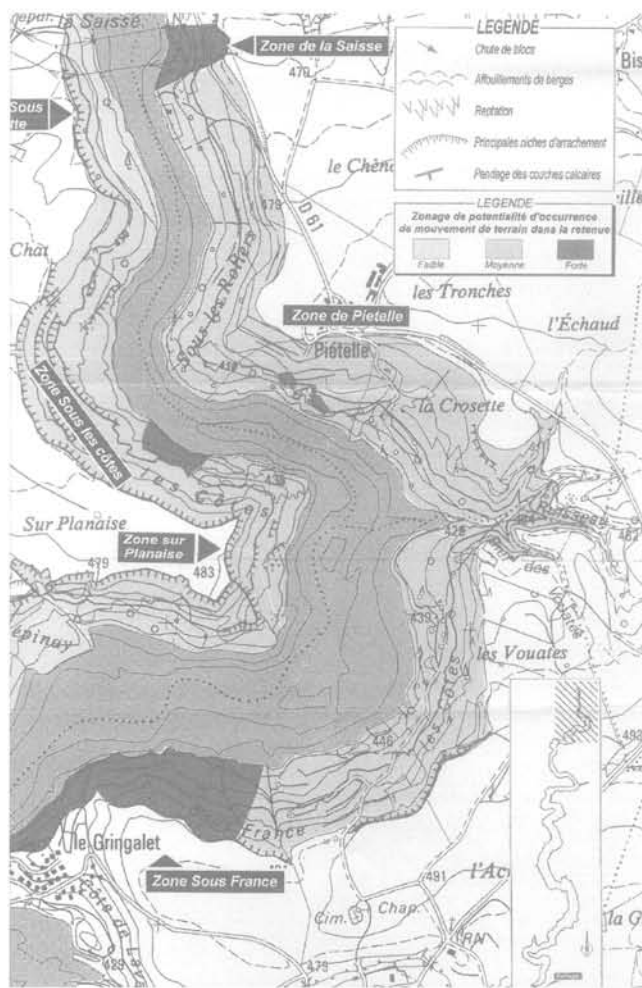


FIG. 9 Inventaire PPI : carte de potentialité de mouvement de terrain dans la retenue du barrage de Vouglans, partie amont de la retenue.

PPI Inventory : landslides potentiality map in the upstream area of the Vouglans dam reservoir.

mètre (pression interstitielle, cohésion, etc.) peut suffire à la mise en mouvement des masses instables et provoquer leur arrivée dans la retenue ;

- potentialité moyenne (jaune) : une certaine évolution de la zone instable est nécessaire, mais possible, pour se retrouver dans le cas ci-dessus ;

- potentialité faible (vert) : ces zones sont reconnues sujettes à des mouvements, ou potentiellement instables, mais :

- soit leur configuration réduit considérablement le risque d'arrivée jusqu'à la retenue (distances importantes),

- soit elle induit un étalement sur le plan spatial (disposition géométrique des matériaux) et/ou temporel (évolution très lente),

- soit elle conduit à l'arrivée dans la retenue de volumes très limités (de l'ordre de quelques centaines de m<sup>3</sup>).

Le rôle de la retenue sur le comportement d'une zone potentiellement instable est signalé, le cas échéant. L'analyse de ce rôle peut parfois conduire à des consignes particulières d'exploitations (vidanges, marnages...).

## Dénomination : Le Gringalet

Mouvement de terrain	
Localisation :	X : 857,5 Y : 2 178,3 commune : Barésia-sur-Ain repère : en rive gauche de l'Ain, à 1 200 m au Nord-Ouest du village, à proximité des maisons situées dans l'impasse du lotissement
Classification du mouvement :	Glissements rotationnels imbriqués
Nature des matériaux :	matériaux glacio-lacustres à dominante argileuse claire
État actuel d'activité :	Actif
Indices d'activité :	– niches d'arrachement récentes en tête (cote approximative 466 NGF, rejet plurimétrique) et sur l'ensemble du corps du glissement – nombreuses fissures ouvertes – arbres basculés et renversés – morphologie chaotique
Dimensions :	Versant concerné sur au moins une quarantaine de mètres de hauteur (entre les cotes 466 et 429) – Largeur : 300 m
Pente moyenne % :	Supérieure à 30 % dans la partie Sud-Ouest dans la zone encore boisée, entre 25 et 30 % dans la partie centrale du glissement, plus faible (20 %) dans la partie Nord-Est
Volume :	Difficile à estimer, puisque la partie basse du glissement est immergée. Le volume approximatif de la partie émergée est de l'ordre de plusieurs dizaines de milliers de m <sup>3</sup>
Facteurs déclenchant :	Facteurs essentiellement atmosphériques, notamment de fortes périodes pluvieuses, vidange rapide de la retenue
Vitesse probable d'arrivée dans la retenue :	Lente (quelques centimètres par heure au maximum)
Potentialité d'occurrence de glissement :	Forte
Potentialité d'occurrence de glissement dans la retenue :	Forte
Rôle de la retenue :	Pied du glissement baigné par la retenue : risque de mise en charge piézométrique lors d'une vidange rapide de la retenue
Risque	
Nature du risque :	– Alluvionnement de la retenue – Obstruction ?
Ampleur du risque :	Faible, vis-à-vis de la dimension probable de l'éventuel bouchon
Remarques complémentaires	
<p>La propagation du glissement dans le versant (par régression de la niche d'arrachement de tête) menace directement les habitations imprudemment construites en surplomb. Les jardins de certaines habitations sont déjà « mangés » par l'érosion régressive. Le chalet le plus exposé est situé à 8 m de la niche d'arrachement principale.</p> <p>La zone située au Sud-Ouest du glissement actif, présentant de fortes pentes, pourrait devenir rapidement sujette à des glissements régressifs du même ordre. Il est donc fondamental, afin de retarder l'apparition de ces mouvements, de ne pas déboiser les berges, l'enlèvement de la végétation pouvant favoriser la percolation des eaux de pluie et par là même accélérer ces phénomènes.</p> <p>La zone du glissement du Gringalet fait l'objet depuis octobre 1998 d'un suivi topographique par auscultation géodésique GPS, sur un profil de trois points. Les premières mesures confirment l'activité de la zone.</p>	

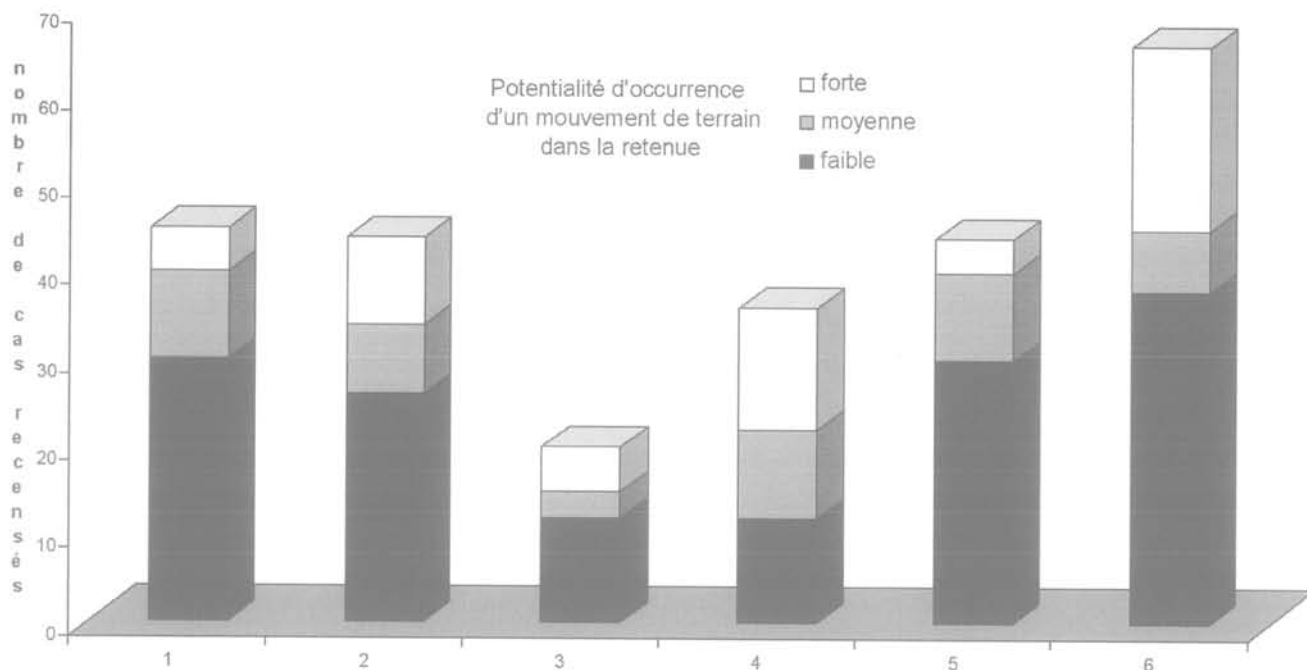
## 3.3

## Les résultats

Au total, 255 mouvements de terrain déclarés ou potentiels ont été recensés sur les versants des 67 retenues étudiées (Thomaïdis, 2000). Cinquante-huit pour-cent de ces mouvements ont été classés en vert

(potentialité d'occurrence dans la retenue faible) et 23 % en rouge (potentialité d'occurrence forte). Parmi ces 255 mouvements déclarés ou potentiels, 65 sont suivis : 31 sont surveillés par l'exploitant (surveillance visuelle, prise régulière de photos...) et 34 sont auscultés.

La répartition de ces 34 zones auscultées montre que :



**FIG. 10** Répartition des 255 mouvements de terrain déclarés ou potentiels recensés sur les 67 retenues EDF. 1) chutes de blocs ; 2) éboulement par basculement ou cisaillement en pied ; 3) éboulement et glissement banc sur banc ; 4) glissements rotationnels ; 5) glissement de matériaux initialement cohérents ayant perdu leur cohésion suite à des phénomènes de versant ; 6) écoulements (fluage, solifluxion, ravinement et coulées boueuses).

Distribution of the 255 known or potential slope movements affecting the 67 biggest reservoirs. 1) rockfalls ; 2) tilting or rough translationnal slides ; 3) simple translationnal slides ; 4) circular slides ; 5) slides in materials which lost their cohesion in side mountain events (weathering, down-bending) ; 6) flows (creepings, viscous and muddy flows, gully erosion).

- 19 zones (soit 56 % des cas) sont concernées par l'aléa création d'une vague ;
- 9 zones (soit 27 % des cas) sont concernées par l'aléa partition/obstruction ;
- 4 zones soit 12 % sont concernées par l'aléa impact direct sur l'ouvrage ;
- 2 zones sont concernées par des aléas qui ne rentrent pas dans le cadre des PPI (stabilité de pylônes, affaissements routiers).

La figure 10 illustre la répartition de ces 255 mouvements de terrain en fonction du type de mouvement mis en jeu et de la potentialité d'occurrence associée.

Les chutes de blocs caractérisent des éboulements de masses rocheuses éparses et/ou étalées dans le temps. Le risque associé est un impact direct sur l'ouvrage, ce qui représente une faible proportion des chutes de blocs recensées. C'est par exemple le cas au barrage de Pla de Soulcem, qui a nécessité des dispositions particulières de protection et d'alarme.

Le risque de création de vague pouvant submerger le barrage est associé aux mouvements pouvant mettre en jeu, à de fortes vitesses, des volumes très importants. Le risque concerne essentiellement les éboulements de type banc sur banc (cas de la Pelloud) et les éboulements par basculement/cisaillement en pied (cas du Chastel), pour lesquels la cinétique de glissement est brutale et imprévisible. Dans une moindre mesure, il concerne aussi les glissements rotationnels (cas du Billan, suite à des phénomènes de versant ayant conduit à une perte de la cohésion en grand du massif). Sur ces trois types de glissement (56 % des cas recensés), 23 % ont une potentialité forte. La création de la vague est fonction de la vitesse d'arrivée, mais

aussi de la surface du front de glissement dans la retenue. Afin de quantifier le risque induit pour l'ouvrage, des modélisations prenant notamment en compte la géométrie de la retenue sont nécessaires.

Le risque d'obstruction/partition existe pour tous les types de glissements, mais en particulier pour les glissements rotationnels dans les matériaux meubles et pour les écoulements (coulées de boues, solifluxion...). En général, les vitesses et les volumes élémentaires demeurent trop faibles pour présenter un risque réel pour l'ouvrage. L'impact des mouvements de versant se traduit alors par un alluvionnement et une perte de la capacité utile du réservoir. C'est par exemple le cas des glissements en loupe de la queue de la retenue de Vouglans.

### 3.3.1

#### Risque d'impact direct sur le barrage : appui rive gauche du barrage de Pla de Soulcem (Ariège)

Le barrage de Pla de Soulcem est un barrage en terre à masque amont de 66,5 m de hauteur, implanté sur un verrou glaciaire d'altitude (1600 NGF).

Le versant rive gauche, très raide (100 %) est constitué de gneiss micaschisteux, injectés de nombreuses veines de granite pegmatitique. Ce rocher, montrant de nombreux polis glaciaires, est découpé par deux failles F1 et F2, inclinées de 45° vers la vallée, visibles sur la figure 11. Ces deux failles parallèles, distantes d'une trentaine de mètres, délimitent un parallélépipède d'un volume de 260 000 m<sup>3</sup> dominant directement l'ouvrage (Vaast, 1997).



FIG. 11 Barrage de Pla de Soulcem : croquis géologique de l'appui rive gauche.  
Pla de Soulcem dam : geological drawing of the left abutment showing potential rockfalls areas.

Le risque d'un éboulement massif de l'ensemble du parallélépipède fut pris en compte dès le projet. Deux galeries de reconnaissances démontrèrent que les deux failles, ouvertes de près d'un mètre en surface, se refermaient rapidement en profondeur. La faille F1, la plus à l'amont, est marquée par la présence de mylonite argileuse d'une épaisseur de 2 m par endroits. L'ouverture en surface de ces discontinuités structurales fut attribuée à la poussée amont-aval du glacier, tendant à décoller le parallélépipède du reste du massif.

L'hypothèse d'un écroulement brutal fut donc écartée car le parallélépipède s'enracine dans le versant et en pied.

Quatre pendules inversés furent toutefois mis en place dans les deux galeries. Ils forment le maillon essentiel du système de prévention d'un éboulement en masse, qui serait précédé de lentes déformations du versant. Depuis 19 ans, aucun déplacement n'est observé.

En revanche, l'arête amont du parallélépipède, très découpée et très décomprimée, laisse craindre des chutes de blocs pouvant endommager l'ouvrage. Le parement amont du barrage a donc été dimensionné pour résister à des impacts de volumes rocheux de 100 à 150 m<sup>3</sup> arrivant avec des vitesses de 100 km/h. Concrètement, le masque d'étanchéité amont est doublé par une couche « semi-imperméable » d'une épaisseur minimale de 8 m, capable d'assurer temporairement une étanchéité suffisante en cas de perforation du masque bitumineux pour ne pas mettre en péril la stabilité de l'ouvrage.

Un dispositif d'alerte est composé de plusieurs géophones disposés sous le parement du barrage, télétransmis à l'usine. Ces géophones enregistreraient les vibrations liées à des impacts de gros volumes sur le

parement. A ce jour, aucune chute de bloc n'a été relevée.

### 3.3.2

#### Risque de création d'une vague : l'éperon de la Pelloud (retenue du barrage de Monteynard, Isère)

Le barrage de Monteynard est un barrage-voûte épais de 135 m de hauteur, barrant la vallée du Drac et créant une retenue de 275 hm<sup>3</sup>.

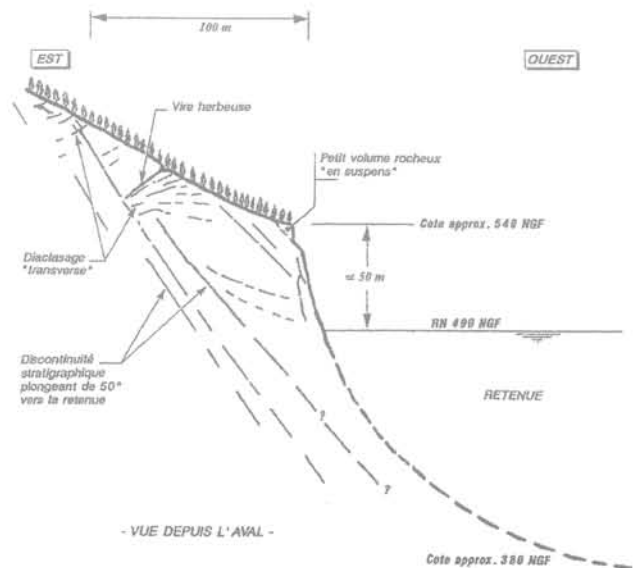


FIG. 12 Coupe du promontoire de la Pelloud.  
Section through the Pelloud promontory.

Le promontoire rocheux de la Pelloud est situé à 1500 m à l'amont rive droite du barrage. Il est formé de calcaires marneux du Lias fracturés et légèrement métamorphisés.

Les plans de stratification, pentés de 45 à 50° vers la retenue, laissaient craindre le glissement banc sur banc d'un volume monolithique de plusieurs centaines de milliers de m<sup>3</sup>, non buté en pied, comme l'illustre la figure 12.

Le système d'auscultation anciennement mis en place, qui consistait en un réseau d'observation angulaire avec des mesures de périodicité annuelle et un réseau de nivellement avec des mesures de périodicité quinquennale, se révéla inadapté à l'aléa.

Une reconnaissance en falaise de la nature et de l'état de la stratification fut décidée. Elle révéla que les hypothétiques plans de glissement étaient des joints fermés, recoupés par la schistosité verticale et disparaissant localement entre les plans de schistosité et de fractures. Ces joints, très ténus, sont pratiquement invisibles en falaise, et ne demeuraient visibles que depuis la rive opposée, car ils sont soulignés par un léger sous-cavage de gélifraction (Vaast *et al.*, 1998). Le risque de glissement banc sur banc fut par conséquent écarté, car les plans de glissement, ondulés et très rugueux en grand, présentent un angle de frottement et une cohésion suffisante.

L'intervention en falaise, délicate à mettre en œuvre, se révéla donc très efficace puisqu'elle permit d'éviter des investigations lourdes et coûteuses.

### 3.3.3

#### Risque d'obstruction/partition : les glissements de la queue de la retenue du barrage de Vouglans (Ain)

Le barrage de Vouglans est un barrage voûte de 103 m de hauteur, mis en service en 1970. Il forme une retenue de 605 hm<sup>3</sup> sur la rivière Ain.

La partie amont de la retenue se développe au sein de formations glacio-lacustres quaternaires à dominante argileuse. L'Ain entaille et déstabilise ces forma-

tions sur près de 50 m de hauteur. La totalité des berges de cette partie de la retenue a été ou est le siège de puissants glissements en loupe. De vastes amphithéâtres, parfois doubles ou triples, traduisent des glissements emboîtés. Lors de la crise de 1970 (Fig. 13), 1300 m de berge furent affectés entre les cotes 429 et 466, c'est-à-dire sur toute la hauteur du versant : zone « sous les cotes » sur la figure 9.

Les essais en laboratoire montrent que ces matériaux glacio-lacustres sont très sensibles au remaniement et à la variation de leur teneur en eau (Devèze, 1999). En particulier, la consistance des matériaux varie brutalement pour d'infimes variations de leur teneur en eau. On distingue donc au sein des amphithéâtres la partie supérieure, où les glissements sont des glissements rotationnels typiques, de la partie inférieure où les matériaux atteignent la retenue sous forme de coulées (le remaniement des matériaux est alors maximal).

L'action de la pluie est hautement défavorable à la stabilité des glissements, en diminuant les caractéristiques géotechniques des matériaux. En revanche, il est établi que la mise en eau du barrage n'a pas eu d'effet déclencheur sur d'éventuels glissements. Elle a diminué la sape de pied auparavant exercée par la rivière et diminué les gradients hydrauliques de la nappe dans le versant. Cependant, des vidanges rapides pourraient mettre en péril certaines berges instables. La consigne d'exploitation est donc adaptée à ce risque, en minimisant les marnages de la retenue.

Les principaux glissements actifs sont auscultés au moyen de 13 profils géodésiques mesurés par satellite (GPS), comportant au total 56 repères mesurés annuellement. Les vitesses maximales dépassent 10 cm/an dans les zones de tête des glissements les plus actifs. L'aléa concerne donc la partition de la retenue dans sa partie la plus étroite. Un profil bathymétrique quinquennal est réalisé dans une zone étroite où deux glissements actifs se font face.

Un risque existe également pour les habitations imprudemment construites à proximité des berges. La régression de la zone d'arrachement peut à terme menacer les constructions.



FIG. 13 Le glissement « sous les Cotes » après la crise de 1970.  
« Sous les Cotes » slide in 1970.

## Gestion du risque à Électricité de France

L'expérience d'Électricité de France dans la gestion des mouvements de versants sur les retenues de barrage met en évidence deux points fondamentaux qui peuvent impacter directement la sûreté des installations hydroélectriques :

1) La rapidité de réaction en cas de crise est primordiale. Cette réaction peut se résumer à deux actions :  
– mise en place immédiate d'un dispositif d'auscultation sommaire et rustique (vinchons sur fissures, repères sur chaussée...) et suivi attentif de diverses données naturelles (débits des sources, apparition de nouvelles sources ou de nouvelles fissures). Ils permettent d'acquérir les paramètres de crise (déplacement total, vitesses maximales), qui se révèlent par la suite souvent fondamentaux dans la quantification du risque ;

– diagnostic géologique sommaire, qualifiant le glissement en terme d'aléa. Ce diagnostic rapide peut conduire à limiter le cas échéant l'indisponibilité liée à la baisse préventive du plan d'eau ou peut conduire à des actions préventives lourdes (évacuation...).

2) Un diagnostic géologique approfondi est indispensable. S'appuyant sur un travail de bureau (dépouillement d'archives concernant la zone instable, comparaison de photos aériennes), de données de terrain (géologie structurale, lithologie, piézométrie...) et souvent complété par des reconnaissances adaptées (sondages, piézomètres), il permet de quantifier le risque et de dimensionner au plus juste un dispositif pérenne d'auscultation et de suivi.

Ces deux points fondamentaux permettent par la suite :

– de préciser les consignes d'exploitation du barrage et du plan d'eau ;

– de définir les données d'entrée, en termes de géométrie, vitesses, piézométrie, caractéristiques géomécaniques, d'un éventuel modèle de calcul ;

– de préciser les seuils d'alerte ;

– d'adapter et d'optimiser un éventuel traitement.

Les actions proposées par EDF dans la gestion des mouvements de versants sur les grands ouvrages hydroélectriques sont systématiquement soumises à l'approbation du Comité technique permanent des grands barrages (CTPB).

L'exploitant du barrage est le maillon essentiel du dispositif de gestion du risque. Il recueille les données

du dispositif d'auscultation, assure la surveillance visuelle des versants de sa retenue et déclenche le cas échéant une procédure d'alerte. Sa sensibilité aux phénomènes de mouvements de versant est donc fondamentale. Il doit être en mesure d'analyser sommairement les données qu'il acquiert et doit être attentif aux indices d'activation (ou de réactivation) d'un glissement de terrain. Des stages de sensibilisation, animés par des géologues, sont régulièrement mis en place dans cette optique.

## Bibliographie

- Bordet C. et un groupe de Travail du Comité français des grands barrages – « Études et travaux réalisés en France en raison de l'instabilité de versants de retenues ». *14<sup>e</sup> congrès de la Commission internationale des grands barrages*, Rio de Janeiro, 1982, p. 563-589.
- Bozonnet J.P. – « Aménagement de Puylaurent. Glissement du Chastel ». Note géologique n° 3, Synthèse des reconnaissances réalisées sur le site au 01/09/1996, Document interne EDF.
- Chowdhury R. – « Analysis of the Vajont Slide. New approach ». *Rocks Mechanics* 11, 1978, p. 29-38.
- Devèze G. – « PPI Retenue de Vouglans. Étude de la stabilité des rives ». Document interne EDF, 1999.
- Dubié J.Y. – « Aménagement de Grand'Maison. Versant rive droite de la retenue supérieure. Reconnaissances et auscultation ». Document interne EDF, 1987.
- Dubié J.Y., Bénédicte P., Blais J.P. – « Aménagement de Grand'Maison. Glissement du Billan ». Dossier de présentation au Comité technique permanent des grands barrages, 1986.
- Dubié J.Y., Bénédicte P., Guitton C. – « Télétransmission de l'auscultation d'un glissement : retenue de Grand'Maison, glissement du Billan ». *Comptes rendus du cinquième symposium international sur les glissements de terrain*, Lausanne, 10-15 juillet, 1988.
- Dubié J.Y., Guitton C. – « Carrière du barrage de Grand'Maison. Auscultation du versant ». Réunion Travaux de génie civil et laboratoires, Aix-en-Provence, 1985, Direction Équipement d'EDF, p. 1-12.
- Duffaut P., Dubié J.Y. – « Management of steep rock slopes after studies on reservoir slopes by Électricité de France ». *8th Int. Symp. On Landslides*, Cardiff, 2000.
- Guitton C. – « Carrière du barrage de Grand'Maison : données du projet, modalités d'exploitation, dispositif d'auscultation ». *Industrie Minérale – Les Techniques* 1984, p. 771-785.
- Thomaidis C. – « Note de Synthèse de retour d'expérience sur les 67 PPI ». Document interne EDF, 2000.
- Vaast J.S. – « PPI retenue de Soulcem. Étude de la stabilité des rives ». Document interne EDF, 1997.
- Vaast J.S., Durouchoux C., Devèze G. – « PPI Retenue de Monteynard. Étude de la stabilité des rives ». Document interne EDF, 1998.
- Vibert C. – « Programmes de stabilité de versants ou de berges de réservoir. Application au glissement du Billan (aménagement de Grand'Maison) ». Document interne EDF, 1987.



## Le drainage profond pour la stabilisation des glissements de terrain par drains siphons® et drains électropneumatiques®

*Stabilized landslide zones with siphon drain and air pressure drain*

S. BOMONT  
Société TP-GEO  
1, place des Platanes  
71150 Fontaines  
stabil@tpgeo.com

### Résumé

Le drain siphon et le drain électropneumatique sont deux techniques innovantes dans les moyens de traitement des glissements de terrain par drainage profond. Depuis 1986, le drainage profond gravitaire jusqu'à 10 m de profondeur par drain siphon a permis de stabiliser plus d'une centaine de glissements de terrain. Deux applications sont présentées : la stabilisation de la RD 218 B dans un de ses lacets sur la commune de Hauteluce (Savoie) et l'autre sur l'autoroute A31 dans un passage en remblai sur un versant marneux près du péage de Langres Nord (Haute-Marne). Le drain électropneumatique permet le rabattement de nappe jusqu'à 40 m de profondeur. Il nécessite une énergie électrique et pneumatique, mais ne fonctionne que quand il y a de l'eau à pomper, grâce à un système de régulation.

**Mots-clés :** drainage, glissement de terrain.

### 1. Introduction

La démarche du géotechnicien confronté à une instabilité de pente comporte en général trois étapes :

- l'analyse des moyens à mettre en œuvre pour empêcher l'infiltration du ruissellement superficiel ;
- l'étude des possibilités de drainage du ou des aquifères générateurs d'instabilité ;
- la définition des solutions d'allègement ou des solutions faisant appel à des dispositifs de confortation, quand les deux premières approches n'ont pas permis à elles seules de traiter le problème.

Dans le cadre de l'étude des possibilités de drainage, plusieurs techniques ont fait leurs preuves : éperons et masques drainants, tranchées drainantes, drains subhorizontaux. Des techniques relativement récentes de drainage profond telles que les drains siphons et le drain électropneumatique complètent cette panoplie. Nous rappelons ci-après leur principe de fonction-

### Abstract

Since 1986, about 100 siphon drain sites have been installed to stabilize landslide zones. Two examples are described, the first one takes place on the RD 218 B road in Hauteluce (France, North of the Alps) and the second one is on the motorway number A.31 close to « North Langres » toll station (North-East of France).

Drains fed with air under pressure allow to dewater the water table as deep as about 40 meters under the soil surface with a flow less than 1.5 m<sup>3</sup>/h per drain

This drainage method is very interesting to stabilize deep landslides.

**Key words :** drainage, landslide.

nement et présentons l'application à deux sites de glissement en ce qui concerne la technique de drainage par drain siphon.

### 2. Le drainage par drain siphon

#### 2.1. Principe et fonctionnement

A l'amont ou dans la zone active ou potentielle de glissement, sont placés dans des forages, des drains verticaux ou inclinés dont la profondeur doit permettre d'atteindre le ou les aquifères à assainir. Ils sont en général disposés suivant des courbes de niveaux et sont en général distants de 3,00 m à 7,50 m.

Ces drains de 90 mm de diamètre, placés dans les forages de 165 mm de diamètre, sont ensuite siphonnés en profitant de la pente, par des tuyaux de diamètres variables ( $\varnothing$  10 à 20 mm), dont la longueur ne dépasse pas en général 150 m.

La hauteur efficace de siphonnage (en mètres) est régie par la formule suivante :

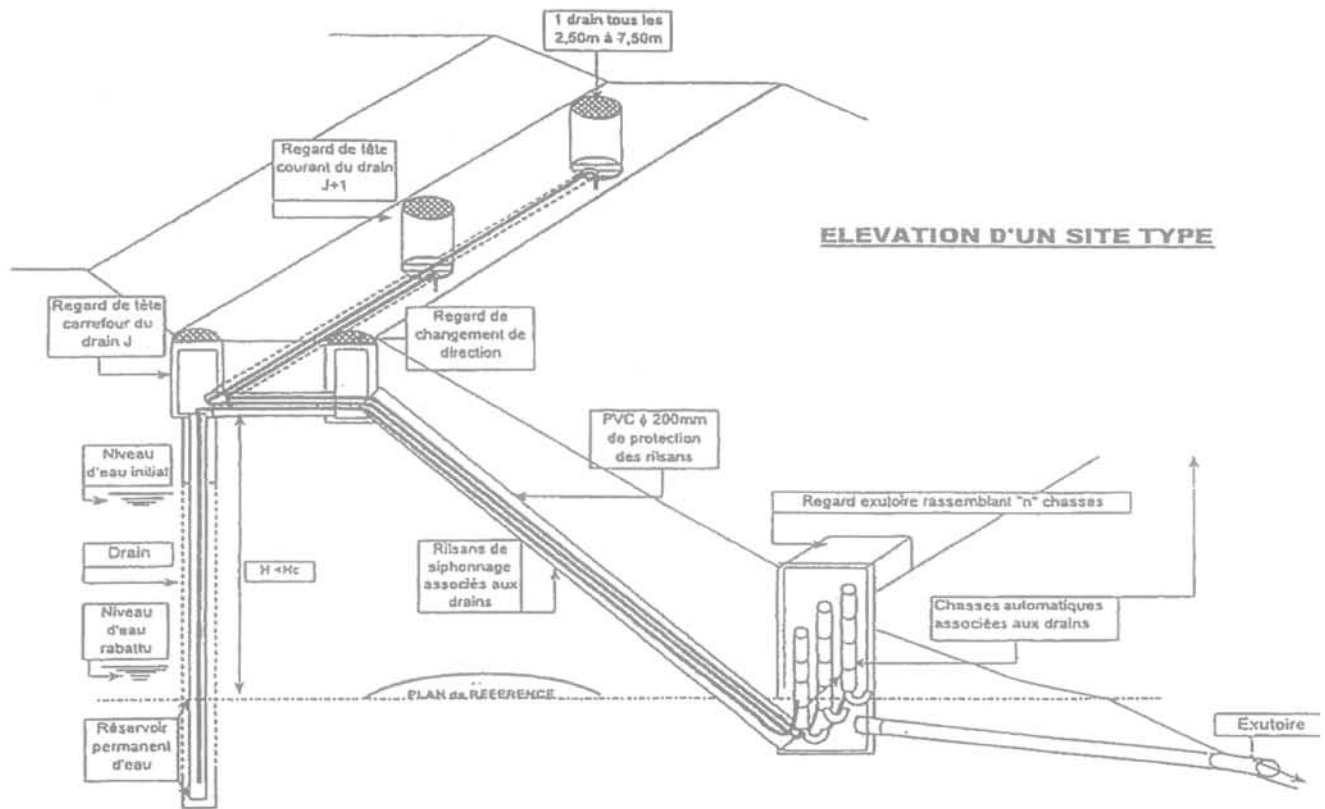


FIG. 1 Coupe en travers type sur un réseau de drain siphon.  
Cross section of a siphon drain network.

$$H = 9,50 - \frac{X \cdot 1,16}{1000} - \frac{T \max (^{\circ}C)}{73,6} \quad (1)$$

$H$  = hauteur entre le point haut du siphon et un plan de référence en dessous duquel il n'est pas possible de siphonner ;

9,50 m = hauteur efficace de siphonnage au niveau de la mer en cas d'intempérie ;

$\frac{T \max (^{\circ}C)}{73,6}$  = terme de correction fonction de la température de l'eau circulant dans le réseau ;

$\frac{X \cdot 1,16}{1000}$  = terme de correction fonction de l'altitude du site  $X$  en mètres. En général, à 500 m d'altitude,  $H$  est de l'ordre de 8,50 m.

Les dispositifs sont conçus par plots de 10 forages siphonnés vers un regard exutoire unique.

Afin de garantir le non-désamorçage du système, une « chasse automatique » (1993), placée à l'extrémité aval de chaque tuyau de siphon, permet :

- l'arrêt du siphon lorsque le débit devient inférieur à une valeur seuil, par exemple 30 l/h pour un tuyau de 10/12 mm ;

- son auto-démarrage quand le niveau d'eau est monté de 1 m dans le forage par rapport à son niveau d'arrêt.

Un réseau VRD composé de regards de tête



FIG. 2 Vue sur regard exutoire avec chasses automatiques.  
Outlet manhole with automatically regulated flushing system.

Ø800 mm, d'un regard exutoire 1 000 x 1 000 mm<sup>2</sup> et de tuyaux en PVC Ø 200 à 300 mm dans lesquels sont disposés les tuyaux de siphonnage, permet la mise hors gel du dispositif. Il permet également l'accès pour les contrôles de fonctionnement et d'entretien.

La tranchée de tête, accueillant le réseau VRD, peut faire office de tranchée drainante afin d'écrêter les aquifères superficiels. Elle présente en général une profondeur moyenne de 1,50 m mais peut être approfondie si on souhaite augmenter l'efficacité du siphonnage.

## 2.2. Exemple de la RD 218 B à Hauteluce (73)

En juin 2000, suite à un affaissement aval de 40 mètres linéaires de la plate-forme de la RD 218 B

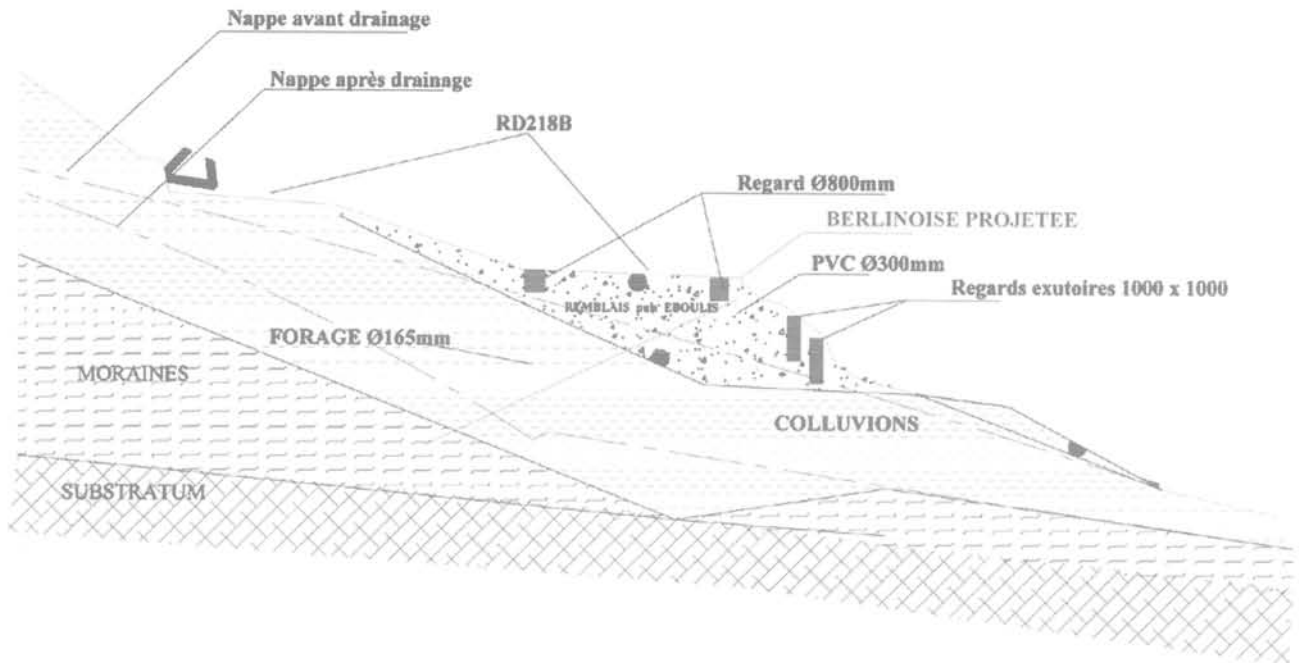


FIG. 3 Profil en travers type.  
Cross section of the plan.

entre Hauteluce et Les Saisies, un confortement par drainage profond par drains siphons couplé à un dispositif de confortation de type berlinoise permettant l'élargissement de la plate-forme, a été mis en œuvre.

Le contexte géologique et hydrogéologique du secteur montrait la présence d'aquifères superficiels au sein des colluvions et éboulis de pente et des arrivées d'eau profondes dans un placage morainique sous-jacent aux colluvions, l'eau étant par place en charge à 2,50 m au-dessus du terrain naturel.

L'objectif des travaux était donc de rabattre à environ 8,00 m de profondeur ces aquifères générant l'instabilité. 10 drains siphons de 11,50 m de profondeur, espacés d'environ 4 m en moyenne, ont été installés sur la partie amont de la plate-forme.

Les relevés piézométriques effectués dans chaque drain (tableau I) confirment l'efficacité du drainage par drains siphons.

Les niveaux d'eau se sont stabilisés après quelques semaines de fonctionnement. Un suivi régulier en début d'installation est indispensable car l'entraînement de fines est important lors du démarrage du siphonnage, ce qui peut nécessiter des opérations de nettoyage.

Le suivi du dispositif et son entretien est assuré par la DDE, subdivision de Beaufort. Le coût total de l'opération s'est élevé à environ 450 000 francs hors taxes.

### 2.3. Exemple de l'A31 à Langres Nord (Haute-Marne)

A la suite d'instabilités apparues brusquement fin 1994 affectant la demi-plate-forme de l'autoroute A31 sens Langres-Toul, un premier traitement par masque drainant a été réalisé en urgence. Ces travaux, n'ayant pas suffi à stabiliser complètement le glissement, une étude géotechnique spécifique a été entreprise fin 1995. Elle mettait en évidence l'utilité d'un drainage profond

pour stabiliser le site, la rupture se développant en profondeur dans le terrain naturel sous les remblais de l'A31.

Après un suivi piézométrique de 1995 à 1998, une solution de drainage profond par drains siphons a été mise en œuvre en novembre 1999, permettant ainsi un rabattement de l'aquifère vers 9,00 m de profondeur en-dessous de la plate-forme de l'A31.

Aujourd'hui, l'ensemble de la plate-forme est stable.

Quinze drains siphons de 14,50 m de profondeur, espacés de 4 m en moyenne, ont été installés sur la partie aval de la plate-forme sens Langres-Toul.

TABLEAU I Tableau des relevés piézométriques.  
Water table measurements.

N° drain	Niveaux d'eau/TN		Débits L/h
	Avant siphonnage	Après siphonnage	
1	2,40	8,50	60
2	2,60	7,90	60
3	2,25	8,60	62
4	2,00	8,65	68
5	1,90	8,45	# 60
6	2,20	8,40	# 60
7	2,70	8,15	77
8	2,25	8,30	# 60
9	2,25	8,20	# 60
10	2,75	8,30	47
Total			614 L/h



FIG. 4 Vue générale du site avant travaux.  
The landslide before road works.



FIG. 5 Vue générale du site en 1995.  
Landslide zone in 1995.

Le réseau de protection de tête de 2 m de profondeur joue le rôle de tranchée drainante, afin d'écrêter les aquifères superficiels parasites (pouvant provenir de la couche de forme).

Aujourd'hui, l'ensemble des drains permet de stabiliser les niveaux piézométriques entre 8,40 m et 9,60 m de profondeur. Des piézométries installées à la verticale de l'extrémité amont de la plate-forme sens Toul-Langres indiquent des niveaux d'eau fluctuant entre 8,00 m et 9,30 m.

Le coût total du dispositif s'est élevé à environ 500 000 F hors taxes. Le suivi de l'opération a été assuré par la Direction régionale Champagne-Lorraine de la SAPRR, basée à Semoutiers (Haute-Marne).

### 3. Le drainage par drain électropneumatique

Le drainage profond reste aujourd'hui une technique difficile à maîtriser au-delà de 10 m de profondeur. Pourtant il est parfois intéressant de pouvoir atteindre des aquifères générateurs de désordres à des profondeurs de quelques dizaines de mètres. Le drain électropneumatique breveté depuis 1999 est une technique innovante dans le drainage profond et ce pour des débits restant faibles, de l'ordre de 1,5 m<sup>3</sup>/h à 5 m<sup>3</sup>/h par drain. Les techniques existantes sont souvent mal adaptées aux besoins attendus, on notera le cas des pompes immergées nécessitant un débit d'alimentation minimal relativement élevé et posant souvent des problèmes d'entretien.

#### 3.1. Principe de fonctionnement

Ces drains sont constitués, comme schématisé sur la figure 9 ci-après d'un corps de drain cylindrique doté à sa base d'un clapet à boule et en sa partie haute, il est composé par :

- un détecteur de niveau d'eau ;
- un tuyau d'amenée d'air comprimé ;
- un tuyau d'évacuation de l'eau pompée.

Le câble électrique en surface régule une commande de vanne d'air comprimé ouvrant ou fermant un tuyau provenant d'une bonbonne d'air comprimé, alimentée par un compresseur. L'autre extrémité du tuyau d'air comprimé est acheminée jusqu'à la chambre de pompage.

Le tuyau d'évacuation de l'eau pompée remonte jusqu'à la surface vers un exutoire ; il est doté à sa base d'un clapet anti-retour.

Quand l'eau rentre dans le corps de drain, l'eau étant en surpression par rapport à l'intérieur du corps, le clapet s'ouvre, l'eau monte jusqu'au sommet de la chambre de pompage ; le détecteur de niveau d'eau ouvre alors l'arrivée d'air comprimé. L'air comprimé rentre dans le corps de drain, chasse l'eau, qui ferme le clapet du bas.

L'eau est refoulée vers l'extérieur, vers la surface par le tuyau d'évacuation d'eau.

Le niveau d'eau baisse dans le drain et le détecteur de niveau d'eau arrête la commande de la vanne à l'arrivée du niveau d'eau en partie basse de la chambre et donc l'injection d'air comprimé, quand la chambre de pompage est vide.

L'eau refoulée dans le tuyau d'évacuation est maintenue par le clapet anti-retour.

Le clapet inférieur s'ouvre à nouveau pour une nouvelle séquence.

#### • Avantages

Plusieurs drains sont alimentés par un compresseur unique en surface (20 drains sans difficulté pour un petit compresseur de 2 000 l/mn - 7 bar).

Les drains posent des sujétions d'entretien très limitées : clapet inférieur et clapet anti-retour à contrôler.

Les drains ne fonctionnent que lorsqu'il y a de l'eau. Ils s'adaptent à une faible alimentation.

Ils peuvent drainer à grande profondeur (testés jusqu'à 40 m).

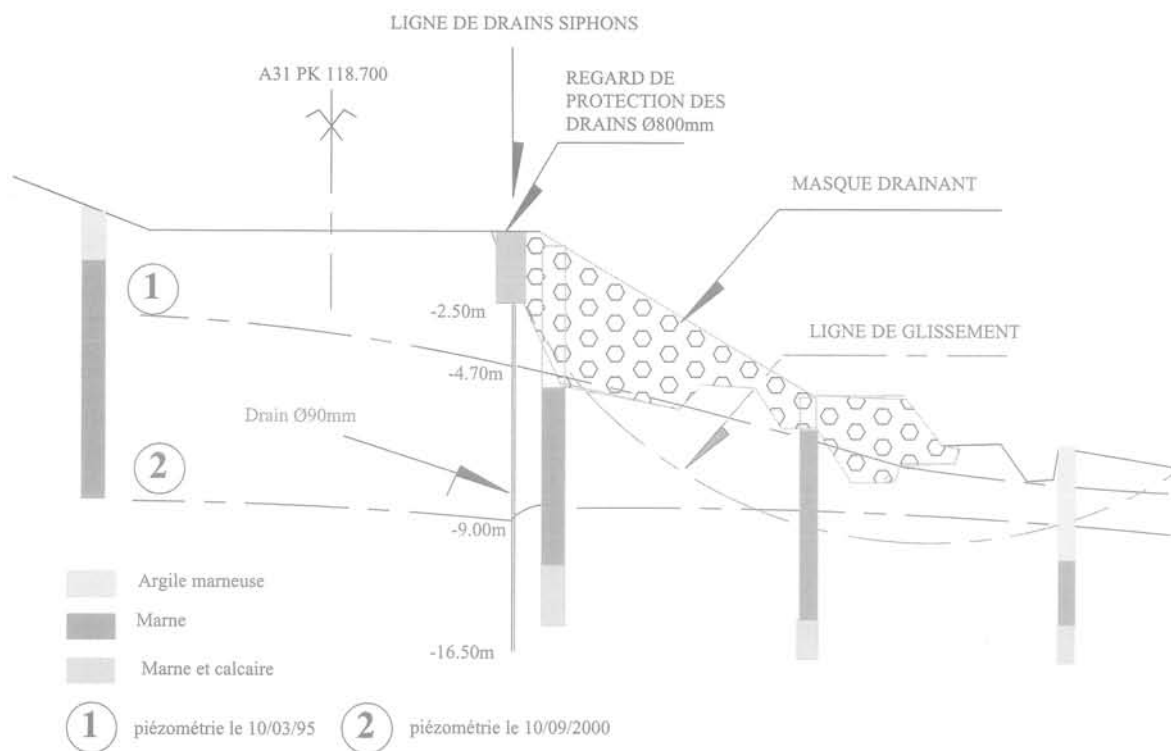


FIG. 6 Coupe en travers schématique.  
Schematic cross section.



FIG. 7 Vue générale du site en 2000.  
Landslide after road works in 2000.

### • Inconvénients

Le fonctionnement du dispositif nécessite une source d'alimentation électrique.

Le compresseur est l'organe déterminant du fonctionnement : c'est en général un compresseur à vis, donc fiable mais qu'il faut surveiller.

Le suivi du compresseur peut être géré par un contrat avec un concessionnaire local. Le réservoir d'air est adjoint au dispositif pour prendre le relais d'une panne électrique de courte durée.

Chaque drain débite au maximum 5 m<sup>3</sup>/h, ce qui, en général, est suffisant pour ce type de contexte.

Un forage de 150 mm de diamètre dans une nappe libre de 20 m d'épaisseur, dont le niveau d'eau serait

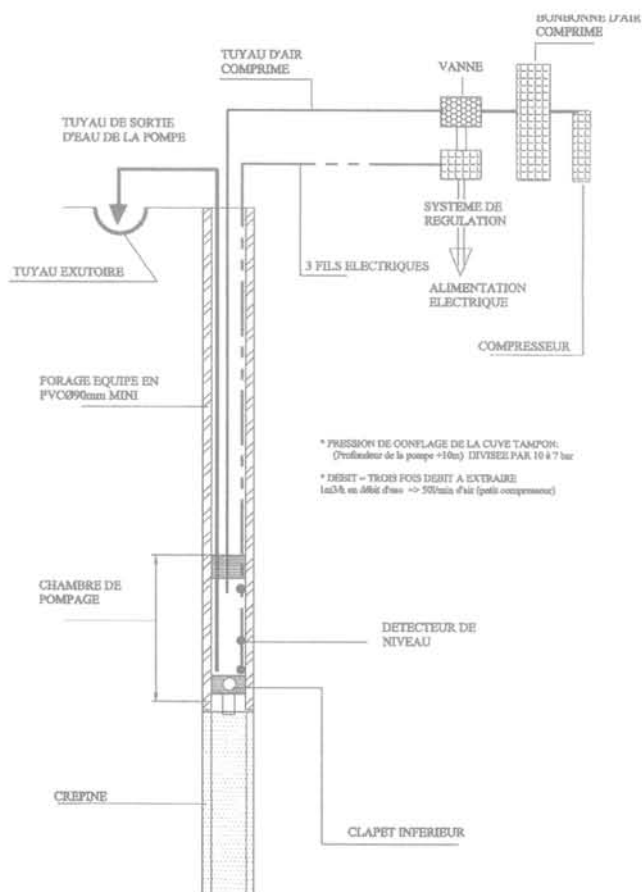


FIG. 8 Schéma technique du drain électropneumatique.  
Drain technical sketch.

calé à la surface du TN, donne un débit théorique de  $6 \text{ m}^3/\text{h}$  pour une perméabilité de  $10^{-5} \text{ m/s}$ .

Ce système de rabattement est donc adapté à des sols de perméabilité égale ou inférieure à  $10^{-5} \text{ m/s}$ .

### 3.2. Autres applications du drain électropneumatique

Outre son utilisation dans le cadre du drainage profond pour la stabilisation de glissements de terrain, ce type de drain peut être utilisé dans divers contextes, tels que le prélèvement d'eau dans les décharges ou encore pour l'assainissement à titre provisoire dans des opérations de terrassements.

## 4. Conclusion

Les techniques de drainage présentées sont utiles dans les travaux de terrassement. Elles sont complémentaires à d'autres techniques telles que les parois drainantes par exemple, tout en ayant comme objectif un rabattement de nappe conséquent pour la stabilisation de glissements de terrain.

Le drain siphon trouvera ses applications dans le cadre d'instabilités s'inscrivant dans un site dont la topographie permet sa mise en œuvre, comme les routes en profil mixte par exemple.

Pour les rabattements de nappe à plus de 10 m de profondeur, le drain électropneumatique s'avère être une technique intéressante s'adaptant bien à des débits faibles dans des terrains de perméabilité égale ou inférieure à  $10^{-5} \text{ m/s}$ .

## Base de données internationale sur les glissements de terrain

### Application du projet WASSS aux mouvements de versants

#### *International data-base on landslides*

#### *Application of the WASSS project to the movements of slopes*

R.-M. FAURE

Centre d'études des tunnels  
25, avenue F.-Mitterrand  
69500 Bron, France  
rene-michel.faure@equipement.gouv.fr

J. LOCAT

Université de Laval  
G1K 7P4  
Québec, Canada  
locat@ggl.ulaval.ca

J.-F. THIMUS

Université catholique  
de Louvain, Génie Civil  
1, place du Levant  
1348 Louvain-la-Neuve  
Belgique  
thimus@gc.ucl.ac.be

L. PICARELLI

Deuxième université  
de Naples  
29, via Roma  
81031 Aversa CE, Italie  
picarell@cds.unina.it

### Résumé

La version 6 du projet WASSS (Wide Area Slope Stability Server) est décrite dans ses fonctionnalités et ses ambitions. Il propose un système international pour la mise en forme, la collecte et l'échange de tout type de données se rapportant aux mouvements de terrain. Cette mise en forme est basée sur le partage des données entre méta-données et données. Les premières stockées dans une base de données classique permettent les interrogations et les secondes stockées sans format autorisent toutes formes de description, en particulier les données numériques. Le projet propose une structure d'échange, à travers trois sites miroirs, permettant le contrôle de la diffusion des informations, la semi-confidentialité. Les outils de WASSS peuvent aussi être utilisés pour la sauvegarde de la mémoire d'un service.

**Mots-clés :** glissements de terrain, base de données, réseaux télématiques, classifications, mémoire.

### Abstract

The 6th release of the WASSS project (Wide Area Slope Stability Server) is described here, showing its functions and its ambitions. It provides an international system for setting, collecting and exchanging all kind of data about landslides. Data is shared into meta data and data. The first kind is stored in an usual data-base that allows queries, the second kind is stored in free form, giving the possibility of storing any kind of data, as numerical one for example. The project is developed in three mirror-sites, and the exchange system allows the control of diffusion of data, that is called half confidentiality. The tools provided by WASSS can be also used for the storage of the memory of a service.

**Key words :** landslides, data base, networks, classifications, memory.

## 1. Introduction

Le Comité technique n° 11 de l'Association internationale de mécanique des sols et des fondations (TC 11 of ISSMFE) a pour objet les glissements de terrain et les instabilités de sol et de roche. Son activité pendant la décennie des risques naturels (1990-2000) a été importante et une de ses productions majeures a été un glossaire multilingue relatif aux termes utilisés en stabilité des pentes. La réalisation de ce glossaire a été aussi l'occasion de revenir sur les différentes classifications des mouvements de terrain et de les préciser en fonction de l'usage que l'on veut en faire. Ces résultats permettent une communication plus efficace entre chercheurs et vont être utilisés dans des travaux pour la mise en commun de données sur les glissements de terrain, comme ce qui est fait actuellement dans la revue *Landslides* (voir aussi, en bibliographie, les publications WP/WLI, IAEG et TRB).

Les conclusions du projet XPENT, étude et réalisation d'un système expert en stabilité des pentes, projet développé en collaboration entre l'ENTPE (École nationale des travaux publics de l'État) à Lyon et l'université Laval à Québec, montraient la nécessité du raisonnement par analogie pour l'obtention des règles expertes et de ce fait, la demande d'une grande base de données de glissements de terrain, présentant des cas variés et bien documentés (Faure *et al.*, 1992).

Le projet WASSS (World Area Slope Stability Server) est la réponse à cette demande. Son internationalisation est naturelle du fait d'un vocabulaire commun et des réseaux télématiques. Nous présentons ici ce projet.

## 2. Nécessité d'une base de données sur les mouvements de terrain

Dès l'origine le projet XPENT (Faure *et al.*, 1988) comportait une base de cas réels pour permettre l'extraction de règles expertes. Cette base de cas est devenue, au fil des ans, encore plus nécessaire pour supporter le raisonnement par analogie qui est le principe fondamental du fonctionnement de l'expert.

Les glissements de terrain sont des objets complexes et même parfois très complexes et passionnent de ce fait certains spécialistes et de nombreux étudiants. La description de tels objets n'est pas simple, car chacun peut « voir » cet objet avec des approches différentes. Le géologue ne perçoit pas un glissement de terrain comme le perçoit un géotechnicien. Au congrès de Cardiff en juin 2000 (International Symposium on Landslides), les participants étaient des géologues, des géomorphologues, ou des géotechniciens en proportions égales, un tiers chaque. Cela laisse à penser qu'il y a plusieurs classifications correspondant aux trois métiers qui s'occupent du même objet. La littérature fournit aussi bon nombre de classifications, une classification étant une façon de « voir » un objet. Pour les glissements de terrain nous retiendrons principalement trois classifications :

- celle de Varnes (Varnes, 1978), que complète Hutchinson (Hutchinson, 1988) et qui a été reprise et détaillée par le TC 11. C'est essentiellement une approche géomorphologique ;
- celle de Sassa (Sassa, 1985) qui est d'approche géotechnique ;
- celle de Vaunat (Vaunat *et al.*, 1994) qui est orientée risque.

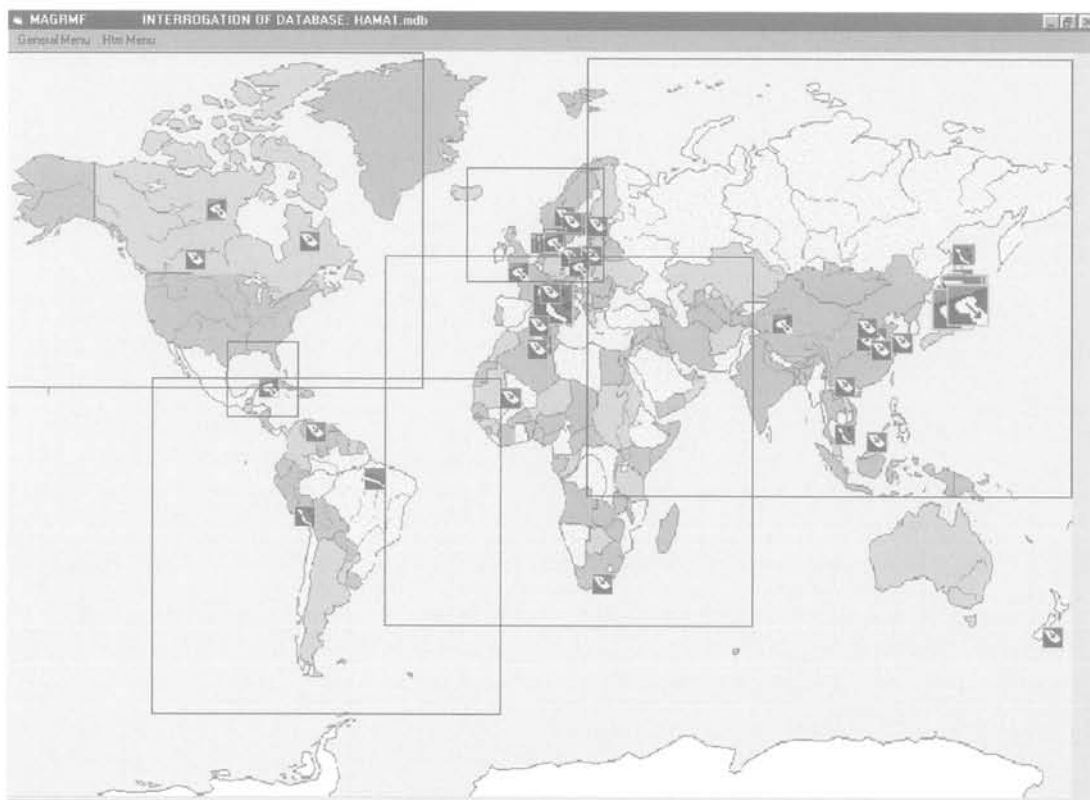


FIG. 1 Carte des glissements représentés par une icône.  
Map with icons corresponding to landslides.



FIG. 2 Écran de saisie des méta-données.  
Screen for input of meta-data.

Cependant, utiliser seulement une classification ne suffit pas pour décrire un glissement de terrain, il y a des paramètres dimensionnels à fournir et aussi, à l'ère du tout numérique, des photographies, des coupes, des schémas (Leroueil, Locat, 1998) (Leroueil, 1999).

Le problème devient informatique par l'importance et la disparité des données, et aussi humain par l'interface conviviale nécessaire entre l'homme et la machine.

Ajoutons encore le comportement du chercheur, du propriétaire ou fournisseur des données et nous avons des problèmes de confidentialité, de propriété, qui s'opposent à une diffusion totalement libre et incontrôlée. Plusieurs étapes ont donc été nécessaires pour résoudre ces difficultés, ainsi il y a eu WASSS-1 à 6 (Faure *et al.*, 1998 et 1999), (Hama, 2001). Nous présentons ci-après WASSS-6.

### 3. Principes employés

- Trois concepts supportent le projet :

#### 1) La référence spatiale

Chaque glissement est quelque part sur le globe terrestre et possède ainsi des coordonnées. Il peut être placé sur une carte et représenté par une icône, ce qui permet d'avoir une vision géographique de la collection de glissements dans la base de données. Comme trois icônes sont attachées à un objet, une classification visuelle immédiate est possible, suivant les critères représentés par chaque icône.

#### 2) Données et méta-données

Utilisé dans les techniques de l'intelligence artificielle le mot méta indique un niveau d'abstraction supplémentaire. Méta règle correspond à une règle pour le maniement des autres règles, ici méta-donnée signifie donnée sur les données. Savoir qu'une donnée

existe est une méta-donnée, de même que savoir où elle se trouve (voir l'observatoire de Séchilienne : Faure *et al.*, 1998).

#### 3) Semi-confidentialité

Les hommes sont ainsi, ils aiment montrer ce qu'ils possèdent, mais aiment moins le donner à des inconnus. Ils veulent légitimement garder un certain contrôle sur la diffusion de leurs données (Faure *et al.*, 1999). Dans WASSS, données et méta-données seront traitées différemment. Les méta-données seront rangées dans une base de données classique et les données seront en format libre, dans des pages HTML, attachées aux méta-données.

La semi-confidentialité est alors aisée, il suffit de ne diffuser que les méta-données, les données restant chez leur propriétaire qui sera libre de les donner ou de les refuser à un demandeur. Techniquement cela conduit à une architecture à trois niveaux.

- L'architecture à trois niveaux :

1) Le premier niveau est celui de l'ingénieur ou du géologue. Il est face à son ordinateur dans lequel quelques petites interfaces ont été chargées depuis son serveur, et un mot de passe lui permet, par Intranet de rejoindre ce même serveur. Il a aussi accès à l'Internet.

2) Le deuxième niveau est celui de la société, du bureau d'étude ou du département universitaire. Il correspond à un serveur sur l'Intranet du service. Dans celui-ci, une base de données locale comprend tous les cas gérés par ce service, qu'ils soient complets ou non, ce qui permet des travaux différés. Le réseau Intranet est relié à l'Internet. Pour des services peu structurés, ou de faible taille, niveaux 1 et 2 peuvent être confondus. Chaque utilisateur possède alors « sa » base de données dans « son » ordinateur ;

3) Le troisième niveau est le niveau international représenté par des sites serveurs en miroir, c'est-à-dire


WASSS Collection 5	
<b>Reference</b>	
Name of the event	LISHAN LANDSLIDE
Date	1985
WGS coordinate	X=E114°19'13" Y=N28°54'54"
ReferenceImage	 Voir d'autres images
ReferenceHTML	LISHAN LANDSLIDE
<b>Classification</b>	
Geomorphology	Soil slide
Geotechnical	Creep
Risk	Pre-failure with high risk
Activity	
Distribution of the activity	
Main hazard	Goods
Main cause	Soil weathering
Shape of the failure surface	
Manager	Government
<b>Knowledge</b>	
Length	
WIDTH	
DEPTH	
VOLUME	
Max speed	
Average speed	
Survey (Yes-No)	YES
Remedial work (Yes-No)	YES
Geological investigations (Yes-No)	YES
Geotechnical investigations (Yes-No)	NO
Hydrological investigations (Yes-No)	YES
Back analysis (Yes-No)	YES
Paper reference	<ul style="list-style-type: none"> <li>Xian Lishan Landslide Prevention and Management Office, China</li> <li>Landslide News, N°10. Extensometer Monitoring in the Lishan Landslide, China</li> </ul>
Author	<ul style="list-style-type: none"> <li>Yang Qing-jin Song Bao-er</li> <li>H Fukuoka, K Sarra, Yang Q J, Song B E</li> </ul>

FIG. 3 Exemple de page HTML générée automatiquement à partir des méta-données, à laquelle sont attachées par des liens les pages de données en format libre.  
Example of HTML page, automatically generated from meta-data, linked with other HTML page in free format, with data.

possédant une information absolument identique. C'est sur un de ces sites que l'utilisateur dépose le ou les cas qu'il a personnellement choisis, soit de façon complète soit par les seules méta-données. C'est aussi sur ces sites qu'il trouvera des cas qu'il pourra rapatrier dans sa propre base de données locale (niveau 2) à fin de tri et autre maniement d'information. Cet usage de sites miroirs s'impose pour des raisons de sécurité, tous ne peuvent pas être arrêtés au même moment et pour une non-appropriation des données par un utilisateur.

#### 4. Niveau deux ou base de données

C'est le niveau du service ou d'une équipe de recherche. L'outil, qui a été téléchargé depuis un des sites internationaux, est appropriable, c'est-à-dire qu'un certain nombre d'éléments peut être défini localement. Il s'agit de l'image de fond d'écran, des cartes de localisation des glissements et des icônes les représentant. Ces éléments ne sont pas transmis lors de l'envoi d'un cas vers la collection mondiale.

Saisir un cas consiste à placer ce cas sur une carte, à l'échelle que l'on veut, grâce à une arborescence de cartes permettant des changements d'échelle (zoom), les trois icônes choisies chaque fois parmi quinze et qui représentent le cas, puis à valider ce premier travail. Cette validation entraîne l'apparition d'un masque de saisie sur lequel il conviendra de remplir un certain nombre de champs à l'aide de listes déroulantes (les noms sont prédéfinis), des champs libres, quelques valeurs numériques et un certain nombre de cases à

cocher. Il ne faut pas oublier de fournir ensuite au système les pages HTML correspondant aux cases cochées. Les photos et autres documents graphiques nécessaires ont été préalablement placés dans un répertoire. Un dispositif permet la saisie en différé des documents attachés non préparés à l'avance.

Les possibilités d'interrogation de cette base, sont celles classiques des bases de données, soit par un langage de type SQL pour la base de données, soit par un butineur, type Altavista, pour les pages de données au format HTML.

La sécurité de cette base est celle du réseau Intranet du service, il n'y a pas de communication permanente ou automatique avec le niveau trois, donc avec l'extérieur. Quand un cas est jugé diffusable par l'utilisateur, il se connecte, par Internet, à un des sites internationaux, indique le nom des fichiers à transférer et il se déconnecte dès la transaction finie.

#### 5. Niveau trois ou serveurs internationaux

Les serveurs internationaux sont pour l'instant, au nombre de trois. Ils sont en miroir, c'est-à-dire que toute information est automatiquement et immédiatement dupliquée. Ces trois sites identiques garantissent un accès au système facile (débits assurés) et permanent. Le CFMS (Comité français de la mécanique des sols) héberge sur son site un des serveurs, le second est à l'USGS (United States Geological Survey) à Den-

ver et le troisième au DPRI (Disaster Prevention Research Institute) à Kyoto au Japon. Ces sites contiennent la liste des cas proposés par les utilisateurs du niveau deux et le contenu de ces cas. Le contenu est complet ou non suivant la volonté de celui qui l'a bâti.

La sécurité est assurée en écriture par la reconnaissance de l'adresse de la machine qui envoie les données, machine qui a été préalablement déclarée. En lecture, vu le rôle de diffusion du système, il n'y a pas de contrôle. L'information est sous la responsabilité de celui qui la propose et dont l'adresse appartient aux données. Il n'est pas prévu de système de validation, seulement un contrôle pour vérifier que celui qui envoie l'information est bien celui dont le nom est attaché aux données.

## 6. Application aux mouvements de versants

Pour celui qui ne s'intéresse qu'aux mouvements de versants, il est facile de se construire une base de données de ce type de glissement de terrain. Toutes les classifications ne seront pas pertinentes puisqu'il s'agit déjà d'une classe bien définie. En revanche, les possibi-

lités offertes par les liens entre fichiers lui permettront de stocker, sous forme de tableau par exemple la relation pluie-vitesse ou encore bien d'autres données. Un ensemble de telles données, en provenance du monde entier, facilitera la recherche des modélisations du comportement des pentes instables.

## 7. Conclusion

Cet outil est une tentative de mettre en commun des connaissances sur les mouvements de terrain. Sa réussite dépend de la volonté de tous. Si chaque géotechnicien ou géologue produit un cas par an, ce serait alors une formidable sauvegarde de cette mémoire collective que nous avons en commun, mais dont nous nous servons très mal.

Pour plus d'informations sur WASSS, voir le site [www.solem.ch](http://www.solem.ch).

### REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier leurs collègues du TC11, particulièrement D. Cruden, K. Sassa, L. Highland, ainsi que les nombreux élèves qui ont participé à ce projet.

## Bibliographie

- Faure R.M., Leroueil S., Rajot J.P., Laroche P., Seve G., Tavenas F. – « XPENT, système expert en stabilité des pentes ». *Proceedings 5th International Symposium on Landslides*. Lausanne, Bonnard ed., 1988, p. 625-630.
- Faure R.-M. – « Some ideas and a tool for exchanging complex ground data ». *21st Urban Data Management Symposium*. Venice, Cdrom (8 p.), 1999.
- Faure R.M., Mascarelli D., Vaunat J., Leroueil S., Tavenas F. « Present state and development of XPENT, expert system for slopes stability problems ». *Proceedings 6th International Symposium on Landslides*. Christchurch, Bell ed., 1992, p. 1671-1678.
- Faure R.M., Tailhan J., Cligniez V., Gandon B. – « Présentation de l'observatoire de Séchillienne ». *Revue Internationale Géomatique*, Hermès vol. 8, n° 3, 1998, p. 47-57.
- Faure R.M., Pairault T., Hama M., Turcott-Rios E. – « The 4th release of WASSS ». *8th International Symposium of Geology Engineering*. Vancouver, 1998, p. 1501-1508.
- Faure R.-M. – « Data-bases and the management of landslides ». *Proceedings International Symposium on landslides*. Shikoku (Japan), 1999, p. 1317-1330.
- Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook*, Chapter 14, K. Rowe Ed., Kluwer Academic Publisher, 2001, 1999, p. 397-428.
- Hama Meriem – « Glissements de terrain : base de données et méthode des perturbations en 3D ». Thèse INSA Lyon, 2001, 189 p.
- Hutchinson J.N. – « Morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology ». *Proc 5th Int. Symposium on Landslides*. Lausanne, vol. 1, 1988, p. 3-35.
- IAEG commission on Landslides – « Suggested Nomenclature for Landslides ». *Bull. I.A.E.G.* n° 41, p. 13-16.
- Leroueil S., Locat J. – « Slopes movements : geotechnical characterisation, risk assessment and mitigation ». *Proceedings 8th IAEG congress*. Vancouver, vol. 2, 1998, p. 933-944.
- Leroueil S. – « Rankine lecture ». *Geotechnique* (in print), 1999.
- Sassa K. – « The geotechnical classification of landslides ». *Proceedings of 4th International Conference and Field Workshop on landslides*. Tokyo, vol. 1, 1985, p. 31-40.
- TRB report 247 – *Landslides, investigation and mitigation*. K. Turner and R. Schuster Editors ISBN 0-309-06151-2, 657 p.
- Varnes D.J. – « Slope movements, types and processes ». *TRB special report n° 176, Landslides analysis and control* 1978, p. 11-33.
- Vaunat J., Leroueil S., Faure R.M. – « Slopes movement : a geotechnical perspective ». *Proceedings 7th IAEG congress*, Lisboa, 1994, p. 1637-1646.
- WP/WLI – « A suggested method for reporting a landslide ». *Bull. I.A.E.G.* n° 41, 1990, p. 5-12.
- WP/WLI – « A suggested method for a landslide summary ». *Bull. I.A.E.G.* n° 43, 1991, p. 101-110.
- WP/WLI – « A suggested method for describing the activity of a landslide ». *Bull. I.A.E.G.* n° 47, 1993, p. 53-57.
- WP/WLI – *Multilingual landslide glossary*. Richmond BC, Canada, Bitech publishers, 1993, 59 p.



## **Modélisation du comportement non linéaire des fondations superficielles sous séisme. Macro-élément d'interaction sol-structure**

CÉCILE CREMER

*Thèse de doctorat de l'École normale supérieure de Cachan, soutenue le 24 janvier 2001 avec Mention très honorable et Félicitations du jury, sous la direction de J. Mazars et A. Pecker*

Les travaux effectués dans le cadre de cette thèse portent sur la modélisation du comportement non linéaire des fondations superficielles sous séisme. Par non-linéarités, sont considérés la plastification du massif de sol sous la fondation, ainsi que le décollement susceptible de se développer à l'interface sol-fondation.

L'approche choisie est une modélisation simplifiée basée sur le concept de macro-élément d'interaction sol-structure. Le comportement du sol sous la fondation et à l'interface est concentré au niveau de la fondation dans un élément souple de liaison à trois degrés de liberté. Exprimé en contraintes généralisées, ce modèle reproduit les actions couplées des deux mécanismes, plasticité et décollement. Le couplage entre les degrés de liberté est assuré par le diagramme de capacité portante, qui délimite dans l'espace des efforts appliqués à

la fondation les combinaisons de chargement admissibles.

Ce modèle a été implanté dans le code de structure aux éléments finis Feap. Il peut maintenant être introduit sous n'importe quel type de structure.

Son utilisation, extrêmement simple et efficace, permet de restaurer le couplage entre le comportement dynamique de la structure et son interaction non linéaire avec le milieu environnant. L'essai expérimental Camus IV (maquette de bâtiment à échelle 1/3, posée sur un bac de sable), réalisé sur la table sismique du CEA Saclay, nous a permis d'appréhender le comportement dynamique en décollement de la structure. Des applications, réalisées notamment sur une pile de pont, ont montré la capacité du modèle à reproduire les principaux effets dynamiques de l'interaction sol-structure non linéaire.

## **Étude expérimentale et théorique de l'endommagement des roches anisotropes**

### ***Experimental and theoretical study of damage in anisotropic rocks***

NICOLAS GATELIER

Laboratoire 3S, Domaine universitaire  
38041 Grenoble Cedex 09

*Thèse soutenue le 26 janvier 2001 à l'université Joseph-Fourier, sous la direction de Benjamin Loret et Frédéric Pellet (Benjamin.Loret@hmg.inpg.fr et Frederic.Pellet@hmg.inpg.fr)*

L'objet de ce travail est l'analyse expérimentale et théorique de l'endommagement des roches anisotropes.

L'étude expérimentale est réalisée au moyen d'essais cycliques de compression sous pressions de confinement sur un grès des Vosges présentant une structure initiale à symétrie orthotrope de révolution. L'évolution de l'endommagement est analysée par une mesure fine de toutes les composantes du tenseur des déformations totales et irréversibles. L'influence de l'anisotropie sur l'évolution des propriétés mécaniques est étudiée. L'analyse des résultats met en évidence les mécanismes de déformation du matériau. Une étude de lames minces effectuées sur des échantillons imprégnés après essais est présentée.

Un intérêt particulier a été donné à l'étude des propriétés effectives d'un matériau constitué d'une matrice homogène linéaire et élas-

tique contenant des cavités. Un modèle micromécanique bidimensionnel pour matériaux fragiles contenant initialement une distribution de fissures planes non-interagissantes a été développé. Les principales caractéristiques de déformation des roches, en particulier, les phénomènes de dilatance, d'hystérésis et d'anisotropie induite sont reproduites par le modèle. L'influence d'un fluide linéairement compressible sur l'évolution des variables d'endommagement est analysée en condition non drainée. Une étude paramétrique est effectuée et les limites d'applicabilité du modèle sont soulignées.

Mots-clés : endommagement, anisotropie, roche poreuse, fissures, chargement cyclique, propriétés effectives, facteur d'intensité des contraintes, modèle micromécanique, condition non drainée.

# Recherche des zones d'écoulement dans un milieu granulaire ensilé et modélisation des actions exercées sur les parois déformables du silo

BRAHIM KEROUR

INSA de Rennes

Laboratoire de Mécanique appliquée,  
Automatique et Géomécanique (Ma<sup>2</sup>g) EA-3218

20, avenue des Buttes-de-Coësmes

35043 Rennes Cedex

*Thèse soutenue le 20 avril 2001,  
sous la direction d'Éric Ragneau  
(eric.ragneau@insa-rennes.fr)*

La modélisation des interactions mécaniques qui se développent dans un silo au cours des différentes phases d'utilisation (remplissage, stockage, vidange...) se heurte à des difficultés liées à la fois à la complexité du comportement du matériau ensilé (matériau peu homogène et très déformable), à son interaction à la paroi, donc à la déformabilité de celle-ci ainsi qu'au comportement global de la structure du silo. La résolution de l'ensemble de ces difficultés ne peut s'envisager à l'heure actuelle que par des modélisations tridimensionnelles aux éléments finis. Le modèle numérique présenté dans ce mémoire a été défini dans l'environnement du logiciel CASTEM 2000. Il intègre une loi de comportement élastoplastique pour la matière ensilée (loi de Hujeux), une loi de frottement de type Mohr-Coulomb à l'interface paroi-matière ainsi que les déformations de la paroi et de l'ensemble de la structure de la cellule. Basée sur une approche quasi-statique, la phase de remplissage est simulée par incrémentation du poids volumique total. Lors de la phase de vidange, apparaît une ligne de glissement au sein de la matière ensilée

entre la matière qui s'écoule et une « zone morte ». Les résultats de nombreuses investigations menées par simulation à partir du modèle EF développé pour la phase de remplissage, complété par les conditions aux limites adéquates permettant de simuler l'ouverture de la trappe, ont permis de préciser la forme de cette surface d'écoulement. Pour terminer, nous proposons une étude comparative réalisée pour les phases de remplissage et de vidange de cellules de la base expérimentale de Chartres. Cette modélisation prend donc en considération les aspects structuraux liés à la géométrie réelle de la cellule. Les résultats présentés mettent en évidence l'importance de l'effet des rigidités locales de la structure et de la flexibilité de la cellule sur la redistribution des contraintes à la paroi.

Mots-clés : silo métallique, géométrie 3D, parois déformables, raidisseurs, tirants, éléments finis, remplissage, vidange, régime permanent, régime transitoire, zone morte, non-linéaire, élastoplasticité, grandes déformations, grands déplacements, interface, élément coque, flambage.

## N° 91, article de M. Cassan (p. 37 à 56)

- p. 40, formule (9) :

lire  $k_h = \frac{Q_i}{\pi \lambda_i h_i B} \operatorname{Argsh}(\lambda_i \sqrt{\alpha})$  au lieu de  $k_h = \frac{Q_i}{2\pi \lambda_i h_i B} \operatorname{Argsh}(\lambda_i \sqrt{\alpha})$

- p. 42, fin du 6<sup>e</sup> alinéa :

lire  $\frac{r}{H} = \sqrt{1 - \left(\frac{D}{H}\right)^2}$  au lieu de  $\frac{r}{H} \sqrt{1 - \left(\frac{D}{H}\right)^2}$

- p. 44, formule 21 :

lire  $k_h = \frac{Q}{2\pi h_i D} [2\pi\mu + \operatorname{Argsh}(\lambda_i \sqrt{\alpha})]$  au lieu de

$k_h = \frac{Q}{2\pi \lambda_i D} [2\pi\mu + \operatorname{Argsh}(\lambda_i \sqrt{\alpha})]$

- p. 46, 1<sup>re</sup> colonne, 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> formules :

lire  $\ln x = \frac{q}{1-q} \left[ \left( n - \frac{1}{q} \right) \delta_1 + \ln(n) \right]$  au lieu de  $\ln x = \frac{q}{1-q} [(n-1)\delta_1 + \ln(n)]$

et  $\beta = \frac{q}{1-q} \left[ \left( n - \frac{1}{q} \right) \delta_1 + \ln(n) \right]$  au lieu de  $\beta = \frac{q}{1-q} [(n-1)\delta_1 + \ln(n)]$

- p. 49, tableau I, dernière formule de la colonne « Puits isolé sans piézomètres » :

lire  $k_h = \frac{Q_i}{\pi \lambda_i h_i B} \operatorname{Argsh}(\lambda_i \sqrt{\alpha})$  au lieu de  $k_h = \frac{Q_i}{2\pi \lambda_i h_i B} \operatorname{Argsh}(\lambda_i \sqrt{\alpha})$

## N° 94, article de G. Sanglerat (p. 17 à 24)

Le tableau qui se trouve au bas de la page 26, devrait être en fin de conclusion, avant les deux dernières lignes.

## N° 94, article de H. Kharkhour et A. Jabbouri (p. 41 à 48)

- p. 43, après la formule (6) :

lire « où  $\delta\sigma_m^{eff} = \sigma_m^{eff} - \sigma_m^{eff0}$  » est la variation de la contrainte moyenne effective et  $\sigma_m^{eff0}$  est la contrainte moyenne effective initiale. » au lieu de « où  $\delta\sigma_m^{eff} = \sigma_m^{eff} - \sigma_m^{eff0}$  est la variation de la contrainte moyenne effective et  $\sigma_m^{eff0}$  est la contrainte moyenne effective initiale. »

- p. 44, 1<sup>re</sup> colonne, après la formule (7) :

lire « L'hypothèse  $\sigma_m^{eff0} = 0$  dans les échantillons... » au lieu de « L'hypothèse  $\sigma_m^{eff0}$  dans les échantillons... ».

- p. 46, formule (15)

lire  $\sigma_m^{eff0} = -bS$  au lieu de  $\sigma_m^{eff0} - bS$

- p. 46, formule (16)

lire  $F' = Q^2 + \alpha'(J_m)\sigma_m^{eff} + \alpha'(J_m)bS$  au lieu de  $F' = Q^2 + \alpha'(J_m)\sigma_m^{eff} + \alpha'(J_m)bS$

